

VŠB – Technická univerzita Ostrava
Fakulta stavební
Katedra konstrukcí

Sanace a rekonstrukce silničního trémového
mostu z prefabrikovaných nosníků

Rehabilitation and reconstruction of the road
prefabricated beam bridge

Autor práce:
Vedoucí práce:

Vít Němčic
Ing. Miroslav Rosmanit, Ph.D.

OSTRAVA 2019

VŠB - Technická univerzita Ostrava
Fakulta stavební
Katedra konstrukcí

Zadání bakalářské práce

Student: **Vít Němčic**

Studijní program: B3607 Stavební inženýrství

Studijní obor: 3607R037 Konstrukce staveb

Téma: Sanace a rekonstrukce silničního trémového mostu z prefabrikovaných nosníků
Rehabilitation and reconstruction of the road prefabricated beam bridge

Jazyk vypracování: čeština

Zásady pro vypracování:

1. Analýza současného stavu vybrané konstrukce mostu (zaměření konstrukce, identifikace poruch, vyhledání původní projektové dokumentace)
2. Teoretický popis základního chování trémových konstrukcí mostů z prefabrikovaných nosníků.
3. Degradací procesy a činitele ovlivňující životnost těchto typů mostů, možnosti diagnostiky konstrukce a určení míry poškození.
4. Zhodnocení možností rekonstrukce vybraného mostního objektu.
5. Alternativní předběžný návrh konstrukce nového mostu.
6. Základní výkresová dokumentace doplňující potřeby bakalářské práce.

Seznam doporučené odborné literatury:

- [1] ČSN EN 1990: Zásady navrhování konstrukcí.
- [2] ČSN EN 1991-2: Zatížení konstrukcí. Část 1: Zatížení mostů dopravou.
- [3] ČSN EN 1993-1-1: Navrhování ocelových konstrukcí. Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby.
- [4] ČSN EN 1992-2 (736205) - Eurokód 3: Navrhování betonových konstrukcí - Část 2: Betonové mosty - Navrhování a konstrukční zásady
- [5] ČSN 73 6201 – Projektování mostních objektů.
- [6] R. Šafář, Betonové mosty, ČVUT Praha
- [7] Odborné časopisy – Konstrukce, Stavitel, Structural Engineering, Stahlbau
- [8] Internet

Formální náležitosti a rozsah bakalářské práce stanoví pokyny pro vypracování zveřejněné na webových stránkách fakulty.

Vedoucí bakalářské práce: **Ing. Miroslav Rosmanit, Ph.D.**

Datum zadání: 31.10.2018

Datum odevzdání: 06.05.2019



doc. Ing. Antonín Lokaj, Ph.D.
vedoucí katedry



prof. Ing. Radim Čajka, CSc.
děkan fakulty

Prohlašuji, že jsem celou bakalářskou práci včetně příloh vypracoval samostatně pod vedením vedoucího bakalářské práce a uvedl jsem všechny použité podklady a literaturu.

V Ostravě

.....

.....

podpis studenta

Prohlašuji, že

- byl jsem seznámen s tím, že na moji bakalářskou práci se plně vztahuje zákon č. 121/2000 Sb. – autorský zákon, zejména § 35 – užití díla v rámci občanských a náboženských obřadů, v rámci školních představení a užití díla školního a § 60 – školní dílo.
- beru na vědomí, že Vysoká škola báňská – Technická univerzita Ostrava (dále jen VŠB-TUO) má právo nevýdělečně ke své vnitřní potřebě bakalářskou práci užít (§ 35 odst. 3).
- souhlasím s tím, že jeden výtisk bakalářskou práce bude uložen v Ústřední knihovně VŠB-TUO k prezenčnímu nahlédnutí a jeden výtisk bude uložen u vedoucího bakalářské práce. Souhlasím s tím, že údaje o bakalářské práci budou zveřejněny v informačním systému VŠB-TUO.
- bylo sjednáno, že s VŠB-TUO, v případě zájmu z její strany, uzavřu licenční smlouvu s oprávněním užít dílo v rozsahu § 12 odst. 4 autorského zákona.
- bylo sjednáno, že užít své dílo – bakalářskou práci nebo poskytnout licenci k jejímu využití mohu jen se souhlasem VŠB-TUO, která je oprávněna v takovém případě ode mne požadovat přiměřený příspěvek na úhradu nákladů, které byly VŠB-TUO na vytvoření díla vynaloženy (až do jejich skutečné výše).
- beru na vědomí, že odevzdáním své práce souhlasím se zveřejněním své práce podle zákona č. 111/1998 Sb., o vysokých školách a o změně a doplnění dalších zákonů (zákon o vysokých školách), ve znění pozdějších předpisů, bez ohledu na výsledek její obhajoby.

V Ostravě

Poděkování

Děkuji Ing. Miroslavu Rosmanitovi, Ph.D. za vedení mé bakalářské práce, za jeho podněty, připomínky, pomoc a ochotu směřovat práci ke zdárnému cíli. Také děkuji Ing. Liboru Žídkovi za jeho pomoc a rady při vytváření částí práce týkající se problematiky a diagnostiky mostních konstrukcí. Dále bych rád poděkoval členům firmy Geoengineering spol. s r.o., především Ing. Lud'ku Venclíkovi, za podnět k vytvoření této bakalářské práce a za praktické připomínky a komentáře, také poskytování dat a zejména podkladů pro vytvoření rozboru na konkrétním mostním objektu. Děkuji Ing. Tomáši Míčkovi ze společnosti Pontex, spol. s r.o. za poskytnutí diagnostických průzkumů mostních objektů a za jeho praktické připomínky a předání zkušeností z praxe v oblasti problematiky a diagnostiky mostních konstrukcí. Také děkuji Ing. Janu Volkovi, PRAGOPROJEKT, a.s., za poskytnutí odborných rad a Ing. Tomáši Kučerovi z Ředitelství silnic a dálnic za poskytnutí dat týkajících se těchto konstrukcí. Děkuji Ing. Pavlíně Matečkové, Ph.D. za konzultace týkající se výpočtů předpjatých konstrukcí.

ANOTACE

Tato bakalářská práce pojednává o problematice mostů z prefabrikovaných nosníků typu KA a I na pozemních komunikacích se zaměřením na jejich vývoj, statické působení, nejběžnější vady a poruchy a možnosti jejich diagnostiky. Práce je doplněna o praktické příklady mostních prohlídek na jednotlivých mostních objektech. Také je proveden rozbor na konkrétním mostním objektu s úvahou nad možností náhrady těchto prefabrikovaných nosníků po vyčerpání jejich životnosti jinými mostními konstrukcemi. V příloze 1 obsahuje práce studii, ve které jsou provedeny výpočty návrhových hodnot ohybových momentů metodou založenou na „ručních výpočtech“ využívaných v minulosti. Výsledky ručního (zjednodušeného) návrhu jsou následně porovnány s výsledky získanými s využitím komerčně dostupného statického softwaru SCIA Engineer za užití lineárního výpočtu.

Klíčová slova: komorový nosník, předpjatá výztuž, prefabrikace

ANNOTATION

This bachelor thesis deals with the bridges from precast beam KA and I with a focus on their development, static behavior, the most common faults and failures and possibilities of their diagnostic. The bachelor thesis contains also practical examples of bridge inspections on selected bridge structures. Also, an analysis is made on a choosen bridge object considering the possibility of replacing precast beams after their lifetime has been exhausted by other type of bridge structure. A study, based on calculations of bending moments by the hand method used in the past, is presented in Annex 1. The results of the simplified design are compared with the results obtained from ordinary available static software SCIA Engineer. Only linear behavior of the structure is concidered.

Keywords: box beam, prestressed reinforcement, precast

OBSAH

SEZNAM POUŽITÝCH SYMBOLŮ	10
ÚVOD.....	13
1 MOSTY Z PREFABRIKOVANÝCH NOSNÍKŮ	14
1.1 Charakteristické vlastnosti	14
1.2 Předpjatý beton.....	14
1.3 Historie mostů z prefabrikovaných nosníků	15
1.3.1 Fotografická dokumentace prefabrikovaných nosníků	18
1.4 Prefabrikované mostní konstrukce	19
1.5 NOSNÍKY KA	22
1.6 NOSNÍKY I „ŠEVČÍK“	24
2 NEJBĚŽNĚJŠÍ VADY A PORUCHY	26
2.1 Vady	26
2.2 Poruchy	27
2.2.1 Koroze výztuže	29
2.2.2 Karbonatace	30
2.2.3 Koroze bludnými proudy	32
2.2.4 Chloridy	33
2.2.5 Chemické působení	34
2.3 Shrnutí vad a poruch	36
2.3.1 Fotodokumentace nejběžnějších vad a poruch	37
2.4 Rekonstrukce mostu	39
3 MOSTNÍ PROHLÍDKY.....	40
3.1 Mostní prohlídky prefabrikovaných nosníků KA a I	41
4 DIAGNOSTIKA MOSTŮ	42
4.1 Nedestruktivní zkušební metody	43
4.2 Destruktivní zkušební metody.....	43
4.3 Fyzikálně-mechanické vlastnosti betonu	44
4.4 Metoda určování polohy výztuže	44
4.5 Stupeň koroze betonu a oceli	45
4.5.1 Hloubka degradace	45
5 PROHLÍDKA VYBRANÝCH MOSTNÍCH OBJEKTŮ	46
5.1 Most v Moravské Ostravě	46

5.1.1	Fotodokumentace Mostu v Moravské Ostravě	47
5.2	Most v Ludgeřovicích	49
5.2.1	Fotodokumentace Mostu v Ludgeřovicích	50
6	VYHODNOCENÍ ZÍSKANÝCH POZNATKŮ.....	51
7	VYBRANÝ MOSTNÍ OBJEKT	53
7.1	Zhodnocení stavu mostu a návrh jeho rekonstrukce	53
7.2	Rozbor možnosti náhrady mostní konstrukce	53
7.3	Geometrie stávajícího mostního objektu.....	55
7.4	Původní výkresová dokumentace mostního objektu.....	56
7.5	Údaje mostní konstrukce pro výpočty.....	57
7.6	Zatížení.....	58
7.6.1	Stálá zatížení	59
7.6.2	Zatížení proměnná	59
7.7	Nosníky betonové.....	60
7.7.1	Rozbor proveditelnosti mostu z nosníků MK-T	63
7.8	Ocelobetonové nosníky	64
7.8.1	Rozbor proveditelnosti ocelobetonových nosníků.....	65
7.9	Deskové mosty	67
7.9.1	Rozbor proveditelnosti deskového mostu.....	68
7.10	Integrované konstrukce	68
7.11	Desky s tuhou výztuží	70
7.12	Vyhodnocení rozboru.....	70
ZÁVĚR		73
SEZNAM POUŽITÉ LITERATURY.....		74
SEZNAM POUŽITÝCH NOREM.....		77
POUŽITÉ PROGRAMY		77
SEZNAM OBRÁZKŮ		78
SEZNAM TABULEK.....		80
SEZNAM PŘÍLOH.....		80

SEZNAM POUŽITÝCH SYMBOLŮ

NK	nosná konstrukce
TP	technické podmínky
TKP	technické kvalitativní podmínky
ČSN	technické normy
LM	zatěžovací model
LM1	model zatížení 1
LM2	model zatížení 2
TS	tandem system (zatížení od dvojnápravy)
UDL	uniformly distributed load (rovnoměrné zatížení)
w	šířka vozovky
Q_i	hodnoty nápravových sil
α_{Q_i}	regulační součinitel pro nápravové síly
α_{q_i}	regulační součinitel pro plošné zatížení
g_i	plošné zatížení stálé
q_i	plošné zatížení proměnné
ξ	příčinková čára příčného roznosu
M_{g_i}	ohybový moment od stálého zatížení
M_{q_i}	ohybový moment od proměnného zatížení
M_{ED}	návrhový ohybový moment
M_{RD}	ohybová návrhová únosnost
$f_{y,k}$	charakteristická pevnost oceli
$f_{y,d}$	návrhová pevnost oceli
$f_{c,k}$	charakteristická pevnost betonu v tlaku
$f_{c,d}$	návrhová pevnost betonu v tlaku

f_{ctm}	průměrná pevnost betonu v tahu
$f_{ctk,0,05}$	charakteristická pevnost betonu v dostředném tahu 5% kvantil
f_{ctk}	charakteristická pevnost betonu v tahu
f_{ctd}	návrhová pevnost betonu v tahu
γ_G	součinitel stálého zatížení
γ_Q	součinitel proměnného zatížení
c_{nom}	tloušťka krycí betonové vrstvy
Δc_{dev}	přídavek na návrhovou odchylku
$c_{min,dur}$	minimální krycí vrstva s přihlédnutím k podmínkám prostředí
$c_{min,b}$	minimální krycí vrstva s přihlédnutím k požadavku soudržnosti
$\Delta c_{dur,\gamma}$	přídavná hodnota z hlediska spolehlivosti
$\Delta c_{dur,st}$	redukce minimální krycí vrstvy při použití nerezové oceli
$\Delta c_{dur,add}$	redukce minimální krycí vrstvy při použití přídavné ochrany
d	účinná výška průřezu
\emptyset	průměr výztuže
$A_{s,req}$	nutná plocha výztuže
A_s	plocha výztuže
F_s	síla ve výztuži
x	výška tlačené oblasti
z	rameno vnitřních sil
λ	součinitel definující efektivní výšku tlačené zóny
η	součinitel tlakové pevnosti betonu
h	výška
b	šířka
b_{eff}	efektivní šířka

$A_{s,max}$	maximální plocha výztuže
$A_{s,min}$	minimální plocha výztuže
b_t	průměrná šířka tažené části betonu
ξ	poměrná výška tlačené oblasti betonu
$\xi_{bal,l}$	poměr přetvořené oceli a betonu
ε_{cu}	mezní poměrné přetvoření
ε_{c2}	poměrné přetvoření při dosažení maximální pevnosti
s_{max}	maximální osová vzdálenost prutů betonářské výztuže
s_{min}	minimální osová vzdálenost prutů betonářské výztuže
k_1	součinitel dle EC2
d_g	největší velikost zrna v betonu
k_2	součinitel dle EC2
s_{skut}	skutečná vzdálenost hlavní výztuže
α_{l-5}	součinitel vyjadřující různé ovlivňující podmínky
$l_{bd.rqd}$	základní kotevní délka
l_{bd}	skutečná kotevní délka
$l_{bd.min}$	minimální kotevní délka
η_1	s. zohledňující kvalitu podmínek soudržnosti a polohu prutu během montáže
η_2	součinitel zohledňující průměr prutu
t_c	tloušťka betonové desky

ÚVOD

Mostní konstrukce sloužily od nepaměti ke zkracování vzdáleností a překonávání nejrůznějších překážek, ať už přírodních údolí, řek a jezer nebo objektů uměle vytvořených lidmi. Společně s nástupem industrializace vznikala v minulosti potřeba přepravy materiálu a bylo nutné rozvíjet také příslušnou dopravní infrastrukturu. S nárůstem lidských potřeb také vznikají nároky na rychlost výstavby mostních konstrukcí. Zejména v druhé polovině 20. století po 2. světové válce bylo nutné ve velmi krátké době obnovit infrastrukturu. Jako jednou z vhodných konstrukcí k obnově infrastruktury se jevily prefabrikované konstrukce. Na území Československa byly vytvořeny prefabrikované nosníky, jejichž vzájemným propojením vznikla mostní konstrukce nosníkového nebo deskového typu. Mnoho prefabrikovaných nosníků té doby bylo vytvořeno jako komorové. Mosty tvořené těmito nosníky obsahovaly mnoho nedokonalostí a skrytých vad, které později přinesly různé potíže.

Tato bakalářská práce se konkrétně zabývá konstrukcemi tvořenými nosníky KA a I, které byly na území České a Slovenské republiky pro pozemní komunikace velmi často využívány. Mostní objekty by měly být projektovány na stoletou životnost, i přesto však velké množství mostních konstrukcí z těchto prefabrikátů nedosahuje ani poloviční požadované životnosti a v současné době se nacházejí v havarijním stavu. Proto je nutné, aby těmto mostním konstrukcím byla věnována zvýšená pozornost. Délku životnosti výrazně ovlivňuje špatná kvalita návrhu, kvalita použitých materiálů, nedodržení technologických postupů v rámci výstavby, agresivita prostředí a mnoho dalších vlivů. V současnosti stojí projektanti mostních konstrukcí před výzvou, jak s mosty z prefabrikovaných nosníků naložit, jelikož rekonstrukce nebo odstranění a nahrazení novým objektem vždy závisí na nemalých investičních výdajích. V případě jejich odstranění a nahrazení novým objektem je důležité, aby došlo k náhradě za takové konstrukce, které budou co nejspolehlivější a budou mít co největší životnost.

1 MOSTY Z PREFABRIKOVANÝCH NOSNÍKŮ

1.1 Charakteristické vlastnosti

Charakteristickými vlastnostmi mostů tvořených železobetonovými předpjatými nosníky (trámy), je jejich statické působení a také tvar příčného řezu. Tento typ konstrukce obsahuje celou škálu různých konstrukčních řešení, které se liší použitím technologie výstavby a také vhodně použitým příčným řezem. Z pohledu statiky jsou tyto mosty tvořeny jako prosté, spojitě, popř. vetknuté nosníky, nosníky s klouby nad podporami nebo mohou být tvořeny jako spojitě nosníky s vloženými poli. Jedná se tedy o soustavy staticky neurčité nebo staticky určité, u kterých při svislém zatížení získáváme svislé reakce. Pro tyto konstrukce je charakteristické namáhání posouvajícími silami v kombinaci s ohybovými momenty, popřípadě také krouticími momenty. Nosná konstrukce bývá tvořena více nosníky, které bývají ve většině případů spojeny s horní deskou, tzv. mostovkou. Tento typ spojení zajišťuje spolupůsobení nosníků v příčném řezu. V podélném směru účinky zatížení do podpěr přenášejí jednotlivé nosníky. Mosty bývají doplněny příčnými ztužidly, která napomáhají zvýšení tuhosti v příčném směru a spolu s deskou mostovky zajišťují přenášení účinků pohyblivého zatížení na jednotlivé nosníky. [1] [2] [3]

1.2 Předpjatý beton

Beton jako konstrukční materiál, má dobrou schopnost přenést poměrně velká tlaková napětí, avšak jeho pevnost v tahu je nízká. Z těchto důvodů není možné beton používat na prvky namáhané ohybem, a je tedy nutné vzniklé složky sil přenést odlišným konstrukčním prvkem, který má únosnost v tahu vysokou. Tuto potřebu splňuje ocelová výztuž. U mostních konstrukcí je hlavním požadavkem délka konstrukčního prvku. Tento požadavek není vždy možný splnit tzv. „měkkou“ výztuží, proto je nutné na mostní konstrukce používat beton předpjatý. Předpjatý beton obsahuje napnutou ocelovou výztuž v podobě pevných drátů nebo ocelových lan, čímž se do betonu záměrně vnáší přídavné vnitřní síly takové velikosti a rozložení, že napětí způsobené vnějším zatížením je z části nebo zcela vyrovnáno. Výhodou předpjatého betonu je možnost aktivně změnit rozložení

vnitřních sil v konstrukci. Využití této technologie s sebou nese požadavek na mnohem kvalitnější výztuž a také kvalitnější beton.

Předpjatý beton dělíme na beton předem předpjatý ve výrobně nebo dodatečně předpjatý. Při výrobní technologii předem předpjatého betonu se nejprve do ocelových forem ukládá předpínací výztuž, která se napne a dočasně zakotví a poté se prvek zabetonuje. Po dosažení předepsané pevnosti betonu se výztuž uvolní, čímž dojde k vnesení předpínací síly do betonu. Výztuž je kotvena na základě soudržnosti s betonem. Při výrobní technologii dodatečně předpjatého betonu se využívá ocelových forem prvku, do kterých se vkládají kabelové kanálky. Nosný prvek se vybetonuje a po dosažení předepsané pevnosti se do kanálku zastrčí předpínací kabel (drát či lano, nebo častěji skupiny drátů nebo lan). Ten se následně napne a trvale zakotví na koncích kanálku pomocí kotev, které zajišťují přenos sil z kabelu do betonu. Po napnutí dochází k vyplnění kabelových kanálků injektážní maltou, čímž se vytvoří alkalické prostředí v okolí předpínací výztuže, které zabraňuje její korozi. Soudržnost injektážní malty s předpínací výztuží zabezpečí spolupůsobení betonu a výztuže, a tedy vnesení předpínací síly do betonu. [4]

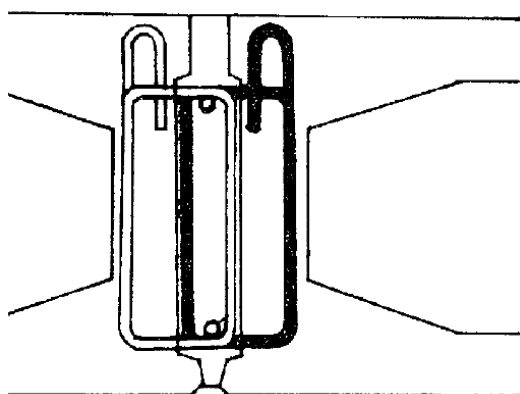
1.3 Historie mostů z prefabrikovaných nosníků

Příčiny širšího rozvoje prefabrikace byly spojeny s poválečným stavem Evropy po 2. světové válce. Požadavkem bylo ve velmi krátké době obnovit infrastrukturu. Nutností bylo vybudovat stovky mostních konstrukcí, bytových a průmyslových staveb. Jako nejvhodnější způsob se jevily prefabrikované konstrukce. Jelikož tento typ konstrukcí využívá kladných vlastností obou technologií, tj. jak výhody prefabrikace (rychlá výstavba, odstranění nutnosti použití pomocných skruží apod.), tak i výhody monolitických betonových konstrukcí (zajištění dokonalého spojení jednotlivých dílců, vytvoření kvalitního podkladu pro izolační souvrství apod.).

V České republice výroba prefabrikovaných nosníků pro prostě uložené mosty započala v Liticích nad Orlicí, kde se od roku 1950 vyráběly dodatečně předpjaté nosníky, které měly obecný tvar písmene T (Obr. 3) pro sprážené deskové mosty. Nosníky byly navrženy pro rozpětí 5-14 m. Kombinací obráceného nosníku T s dodatečně nadbetonovanou deskou na staveništi došlo k vytvoření deskové nosné konstrukce. Tato konstrukce se považovala za příliš pracnou. Také byla nevhodná pro mosty většího rozpětí

z důvodu její velké hmotnosti a na staveništi docházelo k potížím se zajištěním jakosti betonu. Také nebylo zajištěno dostatečné množství kvalifikovaných pracovníků. Vzhledem k těmto problémům se považovalo za nutné nosnou konstrukci sestavovat pouze z dílců a betonování na staveništi omezit pouze na vyplňování spár mezi dílci. Proto v období kolem roku 1954 vznikly myšlenky o výrobě komorových nosníků, které vznikaly sestavením několika jednotlivých dílů o malé délce cca 3 metrů. Spojením těchto dílců s předpjatou výztuží a jejich vzájemným působením vznikl nosník potřebné délky mostu. Spáry, které vznikaly mezi jednotlivými dílci, byly vyplňovány cementovou maltou. Nosníky nesly název MPD a vznikly v různých variantách. Nejprve vznikly nosníky MPD 1, 2 (Obr. 4), poté MPD 3 a 4 (Obr. 5) a následně dílce MPD 5 a 6 (Obr. 6). Na dílce byl použit beton vysokých pevností B500 (dnes odpovídající tř. C 35/45) a B600 (dnes odpovídající tř. C 45/55). Pro zajištění spolupůsobení mezi jednotlivými dílci v příčném směru byly nosníky MPD spojovány příčnými kabely, které se provlékaly kanálky jdoucími napříč dílců kolmo na spáru. Nosníky bylo možné použít i pro šikmé mosty a to vzájemným posunutím dílců o rozteč příčných kabelů. Takto vytvořené propojení velmi omezilo volbu šikmosti mostu jen na malý počet úhlů. Vzhledem k tomu, že konstrukce byla předepnuta v obou směrech, blížila se svým chováním tuhé desce. Příčné předpětí desek se ukázalo technologicky velmi náročné a to zejména u šikmých desek. Nevýhody náročného příčného předpínání byly odstraněny tím, že vznikl nový návrh mostní konstrukce s novým typem nosníků. V novém návrhu došlo k náhradě příčné předpínající výztuže za zabetonovanou upravenou spáru (Obr. 1), která vznikala mezi jednotlivými nosníky v podélném směru. Úprava spočívala v opatření nosníku výztuží (háky), která vystupovala ven z nosníku. V podélném směru byla skrz „háky“ provlečena betonářská výztuž. Takto vzniklá spára byla vyplněná betonem třídy B330 (dnes odpovídající tř. C 25/30). Vzniklé spojení v příčném směru získalo pojmenování kloubové, nicméně nebylo typicky kloubové, ale mělo k němu blíže než ke spojení tuhému. Takto upravená konstrukce umožnila libovolnou šikmost mostního pole a také ušetřila práci s pracným příčným předpínáním. Nově vzniklé typové nosníky na našem území získaly označení KA (1.5). Na Slovensku počátkem šedesátých let byl podle návrhu T. Ševčíka vytvořen nosník ve tvaru písmene I (1.6). Obdobně jako u nosníků KA došlo k vytvoření spojení ve spáře mezi jednotlivými nosníky. Vzhledem k tvaru písmene I spojení vznikalo mezi horní a dolní přírubou nosníku. Z obou přírub vystupovala výztuž (Obr. 2) uzavřeným poloobloukem. Ve spáře mezi jednotlivými nosníky došlo k doplnění podélného

výztužného prutu, který byl provlečen oblouky. V obou případech došlo tedy k vytvoření jiného typu konstrukce, který se oddálil od představy tuhé desky. Vznikla deska žaluziová, která umožňovala mírné pootočení nosníků ve spárách. Princip žaluziové desky spočíval v tom, že se mezi jednotlivými nosníkovými prefabrikáty přenáší pouze posouvající síla (rovnost dvou sousedních prvků) a nikoli ohybové momenty.



Obrázek 1: Spára mezi nosíky KA [5]



Obrázek 2: Spára mezi nosíky I [6]

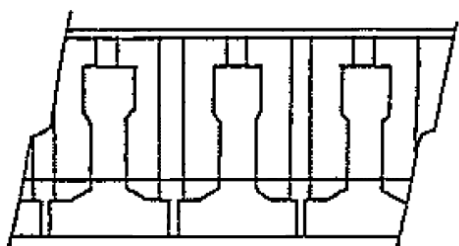
Nosníky typu KA a I prošly za dobu jejich využívání jistým vývojem. První nosníky tvaru písmene I nesly název I-62, následně byly technicky zdokonaleny na I-67 a poté na I-73. Stejným vývojem prošly také komorové nosníky KA 61, 67, 73, kdy číselné označení znázorňuje rok nového přepracování typu nosníku se zřetelem na zatížení a na ostatní normové předpisy. Ke změnám docházelo zvláště z důvodu reorganizace norem ČSN 73 6203 „Zatížení mostů“ a ČSN 73 1251 „Navrhování konstrukcí z předpjatého betonu“, kde starší typy těchto nosníků neodpovídaly nově zaváděným normám, a bylo nutné tyto nosníky modifikovat. Typ KA-73 se také vyráběl ve variantě KAS-73, který byl doplněn o kari síť. Doplněním kari sítě bylo dosaženo snížení spotřeby betonářské výztuže i pracnosti při vyztužování. Platnost typových podkladů pro navrhování mostů z prefabrikátu KA-73 a I-73 byla ukončena v roce 1990. V dnešní době při rekonstrukcích mostů z prefabrikovaných nosníků bývá často zesílená původní žaluziová deska monoliticky dobetonovanou deskou na nosníky, která se spřahuje s prefabrikáty. Tento typ desky dostatečně zajišťuje příčný roznos a sjednocuje konstrukci do jediného konstrukčního celku.

Dalšími typy prefabrikovaných nosníků, které se nacházely na území tehdejšího Československa, byly například železobetonové nosníky BUREŠ, MJ-69, ŽMP-62.

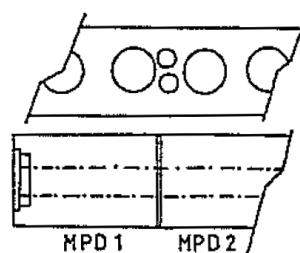
Po roce 1990 došlo k útlumu používání mostních prefabrikátů z důvodu vad a poruch, které vznikaly v jednotlivých typech konstrukcí (2). Nicméně existuje spousta

argumentů, proč je použití prefabrikovaných konstrukcí v dnešní době velmi efektivní. Stále největší výhodou je krátká délka výstavby mostů, odstranění nutnosti použití pomocných skruží a využití prvků z vysokohodnotného betonu. [1] [2] [7] [8] [9]

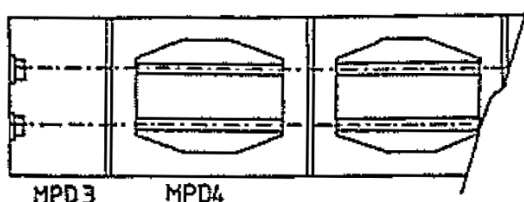
1.3.1 Fotografická dokumentace prefabrikovaných nosníků



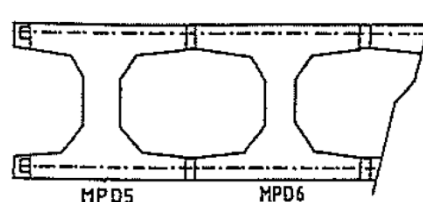
Obrázek 3: Prefabrikované nosníky z počátku 50. let [2]



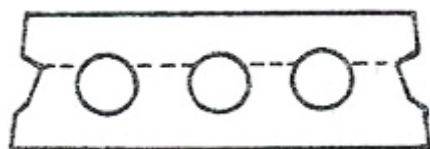
Obrázek 4: Nosníky MPD 1, 2 příčná skladba [9]



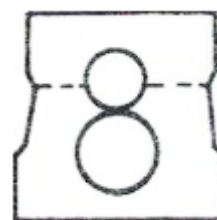
Obrázek 5: Nosníky MPD 3, 4 příčná skladba [9]



Obrázek 6: Nosníky MPD 5, 6 příčná skladba [9]



Obrázek 7: Nosník ŽMP 62 [2]



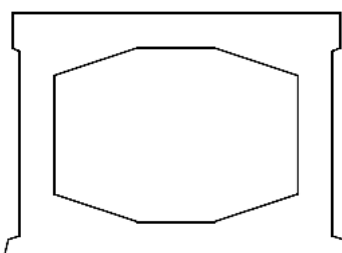
Obrázek 8: Nosník ŽMP 62 [2]



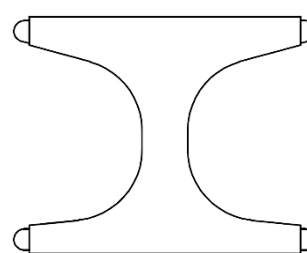
Obrázek 9: Nosníky BUREŠ [2]



Obrázek 10: Nosníky MJ - 69 [2]



Obrázek 11: Nosník KA-73



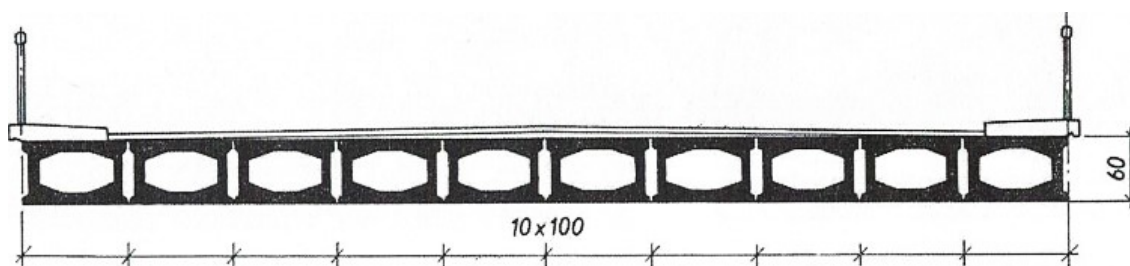
Obrázek 12: Nosník I-73

1.4 Prefabrikované mostní konstrukce

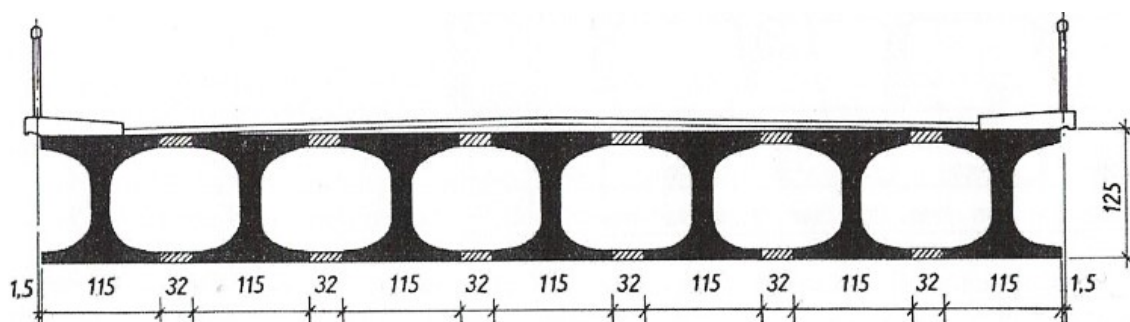
Prefabrikované nosníky jsou velmi vhodné pro výstavbu mostních konstrukcí. Jelikož nám hromadná výroba ve výrobních závodech a typizace tvarů prefabrikátu umožňuje úsporu hmot a pracnosti dochází k urychlení doby výstavby mostů. Prefabrikované nosníky mostních konstrukcí se používají zejména pro mosty s rozpětím v rozmezí 10 až 30 metrů. Hlavní nosná konstrukce mostu vzniká z uložení prefabrikovaných prvků vedle sebe a jejich vzájemným propojením. Nosníky o velkém rozpětí je možné vytvářet z více částí, které se dopraví na staveniště samostatně a poté se následně dodatečně předpínají na staveništi dohromady. Spáry, které vznikají mezi jednotlivými nosníky, bývají vyplňovány maltou nebo betonem. Nevýhodou tohoto spojení je podstatně nižší kvalita materiálů spáry než samotných prefabrikovaných nosníků. Prefabrikované nosníky se ve většině případů vyrábějí jako předpjaté, ale v případech mostů malého rozpětí lze nosníky vyrábět i jako železobetonové. V případě předpínání je možné uplatnit technologii předpínání předem (1.2) i předpínání dodatečné (1.2), také je možné využít i jejich kombinaci, kdy vznikají tzv. hybridní nosníky, kde se ve výrobně ponechají v nosnících kabelové kanálky a poté se na staveništi nosníky předeponou dodatečně pomocí kabelů provlečených vynechanými kabelovými kanály.

Zejména v minulém století se využívaly mosty tvořeny konstrukcemi s vnitřními komorami (Obr. 13), které byly přímo v nosnících nebo komorami, které vznikaly mezi jednotlivými nosníky kladením vedle sebe (Obr. 14). Umístění komor do konstrukce je z hlediska statiky velmi efektivní. Statické působení těchto nosníků záleží na tenkostěnnosti příčného řezu, také na propojení stěn a desek v rozích na počtu uspořádání a na tuhosti příčných ztužidel. V rozích jsou stěny a desky monoliticky propojeny. Vzhledem k tomuto propojení se vždy uplatňuje rámové působení příčného řezu. Toto působení velmi napomáhá jeho tuhosti (malé deformovatelnosti) při namáhání na kroucení. Jak je uvedeno v kapitole (1.3) propojení nosníků KA a I se v příčném směru zajišťovalo pomocí betonářské výztuže (háků), která vyčnívala z bočních ploch nosníků. Poté co byly nosníky osazeny na své místo, byla dodána další příčná i podélná výztuž a došlo k dobetonování spár, které vznikaly mezi jednotlivými nosníky. S touto spárou vznikl předpoklad, že spolupůsobení nosníkových prvků závisí zejména na posouvajících silách a nikoliv na ohybových momentech, čili vzniklé spoje mezi jednotlivými nosníky přenášejí posouvající síly, ale nepřenášejí ohybové momenty (pootočení ve spáře je volné).

Takovouto konstrukci, která je sestavována z řady nosníků nazýváme žaluziová deska. V dnešní době se konstrukce z prefabrikovaných nosníků především navrhují se spřaženou deskou. Hlavním úkolem spřažení je zajistit tuhý příčný roznos a přenos sil od vnějšího zatížení do jednotlivých nosníků. Spřahováním je zajištěna soudržnost mezi monolitickou betonovou deskou a prefabrikáty a sjednocuje konstrukci do jediného konstrukčního celku. Výhodou této konstrukce je snadnější zajištění spojitosti v podélném směru pro desky o více polích.



Obrázek 13: Nosníky KA (komory v nosnících) [7]



Obrázek 14: Nosníky I (komory vytvořené z nosníku) [7]

Výroba nosníku v minulosti a dnes se liší. V dřívějších dobách byly nosníky typizovány a návrh výztuže v nosnících byl vytvořen pro nejnepríznivější případ, který mohl nastat. V dnešní době je kladen důraz spíše na návrh výztuže, která se navrhuje individuálně a je typizován tvar nosníků, kde parametry jsou předepsány výrobcem. Prefabrikované konstrukce mají variabilní použití. Můžeme vytvářet konstrukce rovné i šikmé o konstantní šířce. Lze je také použít pro konstrukce, které mají proměnnou šířku s proměnnou osovou vzdáleností. Směrově zakřivené konstrukce lze vytvořit tím, že nad přímým nosníkem zakřívíme vnější bok římsy. Další možností jak vytvořit zakřivenou konstrukci je to, že za krajním nosníkem provedeme konzolu spřažené desky o proměnném vyložení.

Mosty z prefabrikátů lze vytvářet jako prosté nosníky (také řada prostých nosníků, pro mosty o více polích), spojitě nosníky. V případě prostého uložení konstrukce je nutné každý nosník ukládat na samostatné ložisko. Musí se tedy dbát na to, aby na každém pilíři

byl vytvořen dostatečně velký úložný práh, pro umístění dvou řad ložisek. Mezeru, která vzniká nad mezilehlými pilíři, lze odstranit osazením mostních závěrů nebo tak, že konstrukci propojíme do jednoho dilatačního celku tím, že vytvoříme tzv. bezdilatační spojení „perovou desku“.

Zabetonováním konců nosníků do monolitických příčníků je další možnost, jak vytvářet spojitě konstrukce. Dolní líc příčníků bývá asi 200-300 mm pod dolním lícem nosníku nebo lze vytvořit nosník s příčníkem ve stejné rovině a ozub se vytvoří na konci nosníku. Výhodou této úpravy je redukce počtu ložisek, lze tedy konstrukci podepřít pomocí 2 -3 ložisek. Příčníky můžeme vytvořit následujícím způsobem. Nejprve vytvoříme dočasné podložení konstrukce. Poté vybetonujeme spodní část příčniku, na kterou do lože z malty nebo jemnozrnného betonu osadíme jednotlivé nosníky. Po osazení jednotlivých nosníků provedeme armaturu zbývajících částí příčniku a dobetonujeme. Po zatvrdnutí betonu můžeme odstranit dočasnou konstrukci a příčníky můžeme umístit na ložiska. Pro dolní část nosníku můžeme také využít prefabrikaci.

U spojitých konstrukcí nad mezilehlými podpěrami můžeme vzniklé záporné ohybové momenty zachytit pomocí dodatečného předpětí, pomocí kabelů, které jsou vedeny ve vynechaných kanálcích. V případě vytvoření spojitě konstrukce dochází v průběhu výstavby ke změně statického systému. Ohybové momenty (resp. vnitřní síly i deformace) od zatížení, které jsou vyvozeny na konstrukci před tím, než dojde ke zmonolitnění konstrukce a vytvoření spojitěho nosníku (jednoho celku) nejsou v čase konstantní a v průběhu času dochází k jejich přerozdělení, tzv. redistribuci. K přenesení účinku zatížení na prefabrikovaných konstrukcích je zapotřebí vysokých účinků předpětí. V čase předpínání nosníků dochází k jejich značnému namáhání, neboť účinkům předpětí odolávají pouze samostatné nosníky. V některých případech je nutné vnesení předpětí rozdělit na více etap, kdy se účinky předpětí snižují vlivem ztrát, také vlivem dalších vnesených zatížení (například tíha spřažené desky), nebo se také může projevit nárůst pevnosti betonu. Nosníky bývají předpínány velmi brzy po betonáži (cca 2 dny), jelikož je nutné uvolnit formu, ve které je nosník betonován pro další výrobu. Při vnesení předpětí v takovém krátkém časovém intervalu, je nutné uvažovat s nižší pevností betonu a také s nižším modulem pružnosti. V tomto případě v nosnících vznikne průhyb směrem vzhůru, je tedy nutné klást důraz na proměnnou tloušťku spřažené desky. Proto je dobré vyrábět nosníky z betonu vyšších tříd, které mají vyšší pevnost. V dnešní době se začínají vyrábět



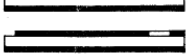
konstrukce z ultravysokohodnotného betonu, který přináší značné výhody jako například nižší vlastní tíhu a vysokou trvanlivost díky použití velmi kompaktního materiálu.

Existují dva způsoby jak provádět montáž prefabrikovaných nosníků. První způsob je montáž pomocí mobilních jeřábů. Druhý způsob je využití zavážecího zařízení. Tento způsob je výhodnější pro rozsáhlé mostní objekty. Urychluje a zjednodušuje montáž, při které můžeme využít již smontovanou konstrukci a jednotlivé nosníky přivážet na své místo po ní nebo můžeme jednotlivé nosníky umístit pod část právě montovaného pole a pomocí zavážecího zařízení vyzdvihnout vzhůru. [1] [2] [10]

1.5 NOSNÍKY KA

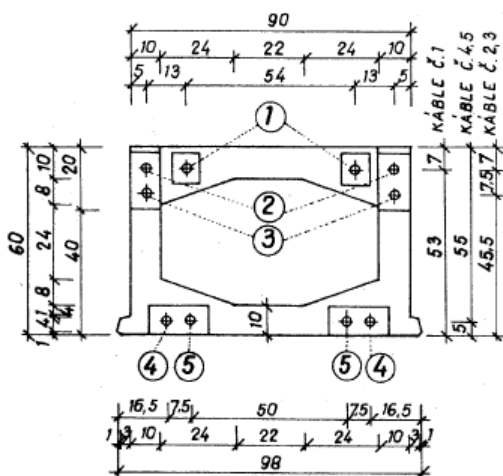
Nosníky KA-73 vznikly z prefabrikovaných nosníků KA-61 a nosníků KA-67, které neodpovídaly, nově zavedeným normám ČSN 73 6203 „Zatížení mostů“ a ČSN 73 1251 „Navrhování konstrukcí z předpjatého betonu“. Nosníky umožňovaly vytvoření jak kolmých, tak šikmých mostních konstrukcí. Nosníky také bylo možné použít i pro bezdilatační přechod mostovky mostů o více polích. Bezdilatační přechod mostu nad mezilehlými podporami byl použitelný maximálně pro 6 polí. Konce u šikmých mostů se upravují přibetonováním.

Prefabrikované nosníky byly vyráběny v základních délkách 9, 12, 15 a 18 m. Jiné rozměry bylo možno získat zkrácením střední částí prvku odstupňované o 1 m. Vzhledem k úpravě konců typových nosníků byly jednotlivé nosníky rozděleny na 3 druhy (A, B, C). Tři varianty úprav konců dovolují zakotvení mostních závěrů nebo vytvoření bezdilatačního spojení. V nosnících typu A, byly oba konce upraveny pro ukotvení mostních závěrů. Nosníky byly určeny pro mosty v poddolovaném území a pro všechny mosty o jednom poli. V nosnících typu B, byly oba konce vytvořeny pro bezdilatační přechod mostu a byly určené pro vnitřní pole mostu o více než dvou polích. Nosníky typu C, byly kombinací typu A a B, kde jeden konec se upravil podle typu A a druhý podle typu B a jejich určení bylo pro mosty o 2 a více polích a pro krajní pole mostů o více než dvou polích.

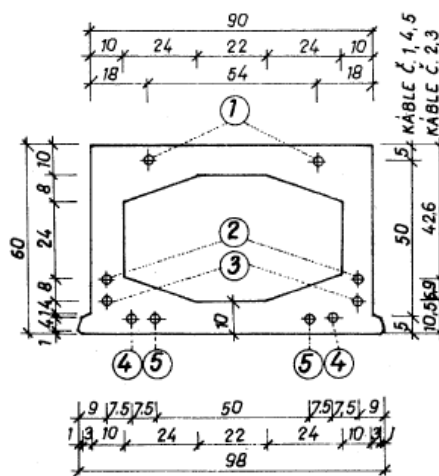
SCHÉMA NOSNÍKA	DRUH	POPIS
	"A"	OBDVĚ KONCE NOSNÍKA UPRAVENÉ PRE UKOTVENIE MOSTNEJ PRECHODOVEJ KONŠTRUKCIE
	"B"	OBDVĚ KONCE NOSNÍKA UPRAVENÉ PRE KONŠTRUKCIU BEZDILATAČNEHO PRECHODU
	"C"	JEDEN KONIEC NOSNÍKA UPRAVENÝ AKO DRUH „A“, DRUHÝ KONIEC NOSNÍKA UPRAVENÝ AKO DRUH „B“

Obrázek 15: Tabulka druhů nosníků [5]

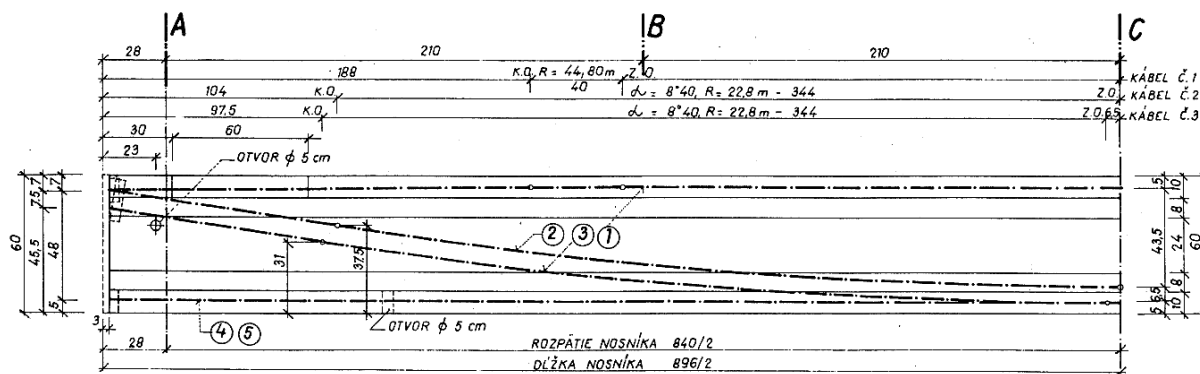
Různé délky nosníků nedisponují konstantní výškou, tudíž s nárůstem délky nosníku narůstá jeho konstrukční výška (9 m nosník – 60 cm výška, 12 m nosník – 60 cm výška, 15 m nosník – 70 cm výška a 18 m nosník – 85 cm výška). Výroba nosníku se prováděla v ocelových formách. Dle [5] existovaly dva způsoby výroby těchto nosníků. První způsob spočíval ve výrobě nosníků z jednoho kusu. Druhý způsob spočíval ve výrobě nosníku rozděleného na tři kusy. Nosníky byly vyráběny z betonu pevnostní třídy B500 (dnes odpovídající tř. C 35/45). Nosníky jsou uzavřeného skříňového průřezu. Pro předepnutí byly použity dráty s průměrem 4,5 mm, které se vkládaly do kanálku tvořených ocelovými rourami o průměru 32 mm. Dráty byly ukotveny do čel nosníků pomocí kotevní desky a kanálky byly injektovány. Spáry mezi jednotlivými nosníky měly být dle technických listů vyplněné betonem třídy B330 (dnes odpovídající tř. C 25/30) a vyztužené spojovací podélnou výztuží průměrem 10 mm. Pro příčné spojení byly boky nosníků opatřeny výztuží ve tvaru „třmínků“ o průměru 14 mm, která vykonávala funkci příčné, spojovací výztuže. Účelem umístění výztuže do spár bylo zajistit spolupůsobení nosníků. Úprava výztuže je jednotná pro všechny druhy nosníků. [2] [5]



Obrázek 16: Pohled na čelo nosníku KA-73 (nosník 9 m) [5]



Obrázek 17: Řez B nosníkem KA-73 (nosník 9 m) [5]



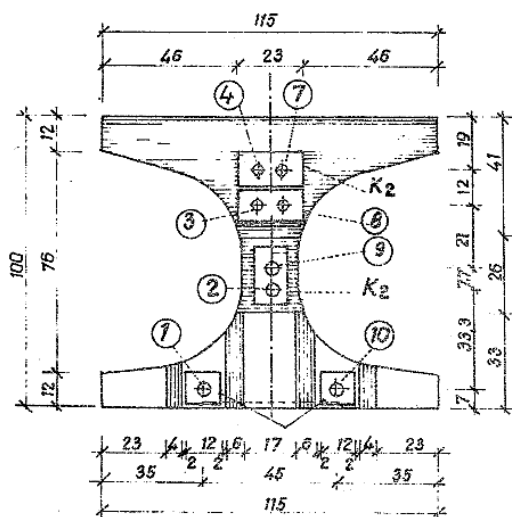
Obrázek 18: Podélný řez nosíkem KA-73 (nosník 9 m) [5]

1.6 NOSNÍKY I „ŠEVČÍK“

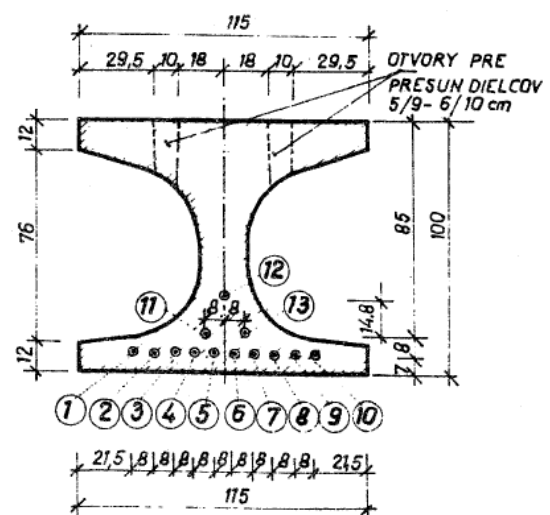
Důvody vzniku nosníků I-73 jsou stejné jako u nosníku KA-73 a to, že předchůdci těchto nosníků neodpovídali nově vydaným normám ČSN 73 6203 „Zatížení mostů“ a ČSN 73 1251 „Navrhování konstrukcí z předpjatého betonu“, proto bylo nutné vypracovat nové typové podklady. Při tvorbě typových podkladů bylo dbáno na to, aby bylo možné použít nosníky pro šikmé mosty a to v rozsahu 90° až 45° . Nosníky I-73 bylo možno používat i pro bezdilatační přechod mostů o více polích. Nosník má příčný řez tvaru I s širokými přírubami jednotné šířky 115 cm. Byly vyráběny v délkách 21, 24, 27 a 30 m. Tak jako v případě nosníku KA různé délky nosníků nedisponují konstantní výškou, tudíž s nárůstem délky nosníku narůstá jeho konstrukční výška (21 m nosník – 100 cm výška, 24 m nosník – 110 cm výška, 27 m nosník – 125 cm výška a 30 m nosník – 140 cm výška). Minimální počet nosníků dle typových podkladů v příčném směru je 6 kusů. Vytvářel se ukládáním prvků vedle sebe tak, že mezi přírubami byla ponechána mezera 28 až 43 cm, do níž vyčnívala výztuž z příruby. Mezera se po doplnění výztuže dobetonovala mezi horní a dolní přírubou na výšku příruby betonem B330 (dnes odpovídající tř. C 25/30). Po takovém zmonolitnění vznikla komorová konstrukce. Při podélném uspořádání se nad koncovým ložiskem u mostů o jednom poli zabetonovával mostní závěr. U mostů o více polích se nad vnitřními podporami vytvoří bezdilatační styk. Výroba se předpokládala v továrně, kde byly vyrobeny jednotlivé dílce, které se poté dopravovaly na staveniště a následně byly předepnuty. Výroba byla prováděna ve výrobních formách, které byly ocelové s odklápěcími bočnicemi. Nosníky bylo možné vyrábět dle [6] ve třech variantách. První varianta spočívala v rozdělení nosníku na 5 dílců, které bylo možné vyrobít v jedné formě. Tento způsob výroby se jevil jako nejvýhodnější. Spáry mezi dilatacemi byly vyplněné cementovou maltou, byly široké 4 cm a vkládaly se

do nich krátké spojovací roury mezi kabelové otvory. Také byla možná výroba ze tří dílců nebo výroba nosníku v celé délce. Zde byla nevýhoda v tom, že tyto nosníky vzhledem ke své délce a váze bylo možné vyrobit pouze na staveništi.

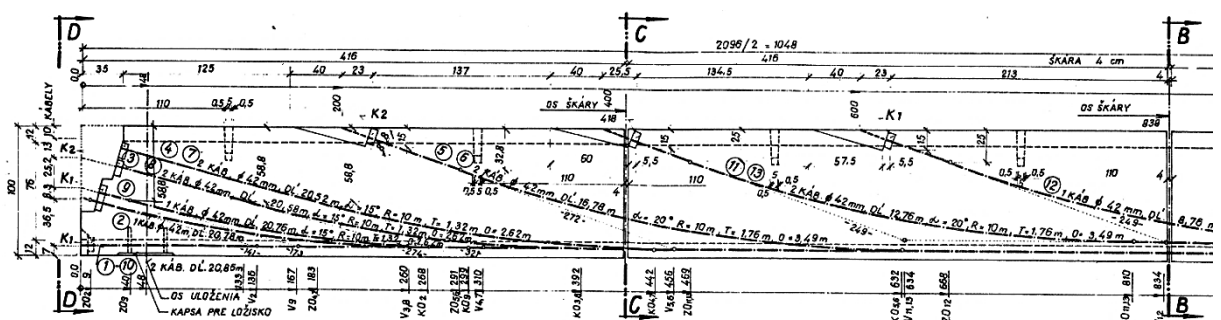
Veškeré kanálky pro kabely byly z profilu průměru 42 mm a ponechávaly se v nosníku. Předpínací výztuž byla kotvena do ocelových kotev, předpínací kabely byly navrženy z drátu průměru 4,5 mm. Pořadí, v jakém byly napínány jednotlivé kabely, vyplývalo ze statického výpočtu. U nosníků všech délek je použita betonářská ocel druhu 10425. Betonářská výztuž byla navržena tak, aby nedocházelo ke kolizi s předpínací výztuží. Nosníky byly vyráběny z betonu pevnostní třídy B500 (dnes odpovídající tř. C 35/45). [2] [6]



Obrázek 19: Pohled na čelo nosníku I-73 (nosník 21 m) [6]



Obrázek 20: Řez B nosníkem I-73 (nosník 21 m) [6]



Obrázek 21: Podélný řez nosíkem I-73 (nosník 21 m) [6]

2 NEJBĚŽNĚJŠÍ VADY A PORUCHY

2.1 Vady

Vadu konstrukce vnímáme jako skrytý nedostatek, který může být způsoben špatným návrhem mostu nebo také špatným provedením a způsobuje snižování kvality konstrukce.

Mostní prefabrikáty vyráběné v minulém století skrývají spoustu vad, jelikož v této době nebyl kladen takový důraz na návrh, výrobu a také provádění konstrukce jako je tomu dnes. V případě montáže konstrukce nebyly dokonale provedené některé detaily. Docházelo k podcenění někdy i pomíjení určitých technologických postupů. Dříve také stavební společnosti nedisponovaly takovými technologiemi pro navrhování, a hlavně pro provádění konstrukce jako v současné době.

Jak je uvedeno v kapitole (1.4), konstrukce opatřené komorami jsou ze statického hlediska efektivní. Nicméně údržba a opravy jsou v případě obtížně přístupných komor poměrně náročné ne-li nemožné, a proto se v dnešní době v mostním stavitelství prefabrikované komorové nosníky na našem území prakticky nepoužívají. Ve vytvořených typových projektech často chybělo řešení odvodnění komor, některé nosníky byly tímto důsledkem přetěžovány vodou a jejich odvodnění bylo vytvořeno až dodatečně. V nosnících, které byly opatřeny odvodňovacími trubkami z výroby, se často stávalo, že tyto odvodňovací trubky byly v mnoha případech na staveništi zabetonovány nebo později ucpány vápennými výluhy. U navržených tenkých stěn nosníků také nebylo možné zajistit dostatečné krytí betonářské, ale ani předpínací výztuže, což s sebou po určité době přinášelo jisté poruchy (2.2). Vzájemné propojování nosníků v příčném směru bylo prováděno dobetonováním vyztužených spár mezi nosníky. Vlivem technologické nekázně a také horší kvality betonu, který se na vytvoření spáry používal, nebylo příčné spojení mezi jednotlivými nosníky provedeno v řádné kvalitě. Některé spáry mezi jednotlivými nosníky byly velmi úzké a nebylo tedy možné spáru dobře zhutnit. V rámci výstavby také často nedocházelo k zainjektování kabelových kanálků, nebo byly kabelové kanálky zainjektovány pouze částečně.

Hlavní problémy u mostů sestavených z prefabrikovaných dílců způsobovaly špatně provedené izolace proti vodě, zejména detail napojení izolace na odvodňovače,

a také nízká kvalita spádového (vyrovnávacího) betonu. Popisované mostní konstrukce se také potýkaly s problémy mostních závěrů, kde často nedocházelo k plnění jejich účelu. Jednalo se zejména o špatné zabudování mostních závěrů, což vedlo k masivnímu průsaku agresivní vody na čela nosníků. Mezi vady způsobené návrhem se také řadí nevhodný návrh složení betonové směsi především použití nevhodného kameniva, které může působením agresivních chemikálií (2.2.5) vést k poškození konstrukce. [1] [10] [11] [12] [13] [8] [14] [15] [16]

2.2 Poruchy

Poruchu konstrukce chápeme jako soubor chemických nebo fyzikálních procesů. Tyto procesy působí negativně na použitelnost, únosnost nebo také na trvanlivost mostů. Vznik poruchy také může být důsledkem vady, kdy špatný návrh nebo provedení konstrukce napomáhá k jejímu rychlejšímu poškození.

Špatná kvalita a provedení izolace proti vodě z dob výstavby mělo za důsledek ztrátu její funkčnosti vlivem degradace nebo porušením jejího podkladu. Velkou roli v porušení hydroizolace také hrála neodborná pokládka izolací a nedodržování technologických postupů při výstavbě nebo pokládání hydroizolace v nevhodném klimatickém období. Dalším faktorem ovlivňujícím porušení hydroizolace bylo překročení její životnosti. Ve spoustě případů nedocházelo ke včasné výměně hydroizolace a vlivem působení času a dalších nežádoucích činitelů docházelo k urychlení její degradace. Problémy se také týkaly zaizolování chodníků, kdy izolace nebyla provedena, nebo byly použity nevhodné detaily při napojení chodníku na nosnou konstrukci. Problémy spojené s izolací zapříčiňují šíření vody do komor nosníků a mají přímý dopad na korozi betonářské, nebo předpínací výztuže.

Vytvoření komorových nosníků bez možnosti kontroly se postupem času ukázalo jako velmi nevhodné, jelikož poruchy, které vznikají, nejsou na první pohled viditelné. Mezi typické závady v komorách nosníků nebo v případě nosníků I „Ševčíku“ mezi nosníky je obnažená korodující smyková výztuž. Opadající krycí vrstva smykové výztuže je důsledkem karbonatace betonu (2.2.2) a vytváří na dně komor značnou část nečistot, ve kterých se zadržuje vlhkost a brání odtoku vody. Přítomnost agresivní vody v nečistotách na dně komor způsobuje kontaminaci betonu chloridy (2.2.4) a nižší odolnost prefabrikátu vůči mrazu. Tyto procesy pak výrazně snižují životnost konstrukce. V případě

krajních nosníků je dalším zdrojem poruchy zatékající voda přes římsy mostů a větší působení atmosférických vlivů. Neodborné zabudování odvodňovačů, které vedou nosníkem, mohou vést ke zvyšování rizika poškození, jelikož špatně provedené detaily odvodňovačů a hydroizolace vozovky přináší další možnost přístupu vody do komor nosníků a zvyšují korozi výztuže. Špatné provedení a nedostatečná kvalita betonu spáry mezi nosníky vede k jejich vypadávání a tvorbě vápenatých inkrustací a výluhů. Problémy se vztahují k pracovním i montážním spárám nosníku. Montážní spáry vznikají při tvorbě nosníku na staveništi z více částí v podélném směru. V případě pracovní i montážní spáry může dojít k nedokonalému napojení jednotlivých částí nosníku. V místech napojení tak není zajištěna vodotěsnost, napomáhá tak k přenosu vody, agresivních látek do struktury konstrukce a také dochází k urychlení degradace betonu.

Při prefabrikaci vznikají ve stěnách nosníků smršťovací trhliny, které kopírují trajektorii zvedané předpínací výztuže. Pozice těchto trhlín je často daná nízkou krycí vrstvou betonu v místě vedení předpínací výztuže. Rozvoj těchto trhlín je dále umocněn například dodatečným předpínáním nosníků. Vzniklé trhliny umožňují průsak vody s výluhy pojiva.

Špatné provedení a následné neplnění funkce mostních závěrů má, mimo jiné, za následek prosakování vody do konstrukce, což způsobuje poškození ložisek, závěrné zídky, úložných prahů a také korozi kotevní desky předpínací výztuže. Přes čela kotevní desky může docházet k průniku vody injektážní maltou. Proces probíhá od horního okraje zvednuté výztuže k dolnímu okraji. Tento proces může vést ke korozi předpínací výztuže.

Vlivy jako nezainjektované kanálky mají dopad na zrychlování koroze předpínací výztuže. V případě výskytu pokročilé koroze předpínacích drátů je nosník prakticky neopravitelný. V krajních případech může docházet k přetržení jednotlivých drátů, čímž dochází k výraznému snižování zatížitelnosti celého mostu.

V některých případech dochází k nenávratnému poškození nosníků vlivem povodní, zemětřesení nebo ve výjimečných případech nárazem vozidla do nosníků z důvodu nedodržování předepsané průjezdné výšky. [1] [10] [11] [12] [13] [8] [14] [15] [16]

2.2.1 Koroze výztuže

Působením chemických, fyzikálních nebo biologických vlivů dochází k více či méně rychlému rozrušování téměř všech materiálů, které jsou ve styku s okolím. Obecně lze tento proces označit jako korozi. Koroze je tedy nežádoucí přeměna materiálu vznikající v souvislosti s reakcí kovu s prostředím. Důsledkem této koroze je nejčastěji snížení pevnosti vyvolané změnami nebo úbytkem materiálů. Tento jev lze především pozorovat u koroze výztuže. Působením koroze nedochází pouze ke snížení pevnosti ocelové výztuže, ale také dochází ke zmenšování průřezu a vzrůstá objem korozních zplodin. Tento proces má za následek odlupování krycí vrstvy betonu. Poškození materiálu začíná na jeho povrchu, kde koroze ohrožuje krycí vrstvy. Teprve v pokročilejších fázích koroze postupuje směrem dovnitř a výztuž je ohrožena přímým zeslabením výztužných vložek a ztrátou soudržnosti s betonem.

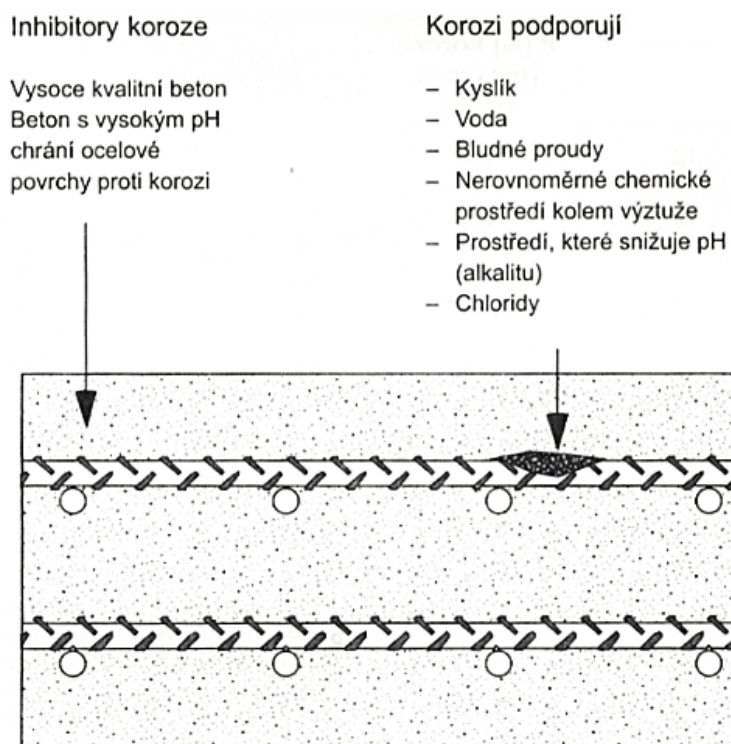
Existují různé druhy koroze rozlišené podle průběhu vlastního procesu koroze, kdy pro výztuž v železobetonových konstrukcích jsou především důležité následující druhy koroze: chemická, mezikrystalická a elektrochemická.

Chemická koroze: jedná se o metodu přímé oxidace železa chemikáliemi. V místě styku železa se vzdušným kyslíkem dochází k vytvoření produktů korozní reakce. V důsledku této reakce vzniká na povrchu kovů povlak oxidů železa.

Mezikrystalická koroze: jedná se o ojedinělý typ koroze, který postupuje po hranicích krystalických zrn napjaté oceli. Tento druh koroze se také označuje jako „koroze pod napětím“. Lze rozlišit mezikrystalickou korozi anodovou a katodovou. Následkem postupu koroze mezi krystaly oceli dochází k vzniku trhlin, které vedou k náhlému porušení struktury oceli. Válcované oceli za tepla získávají na svém povrchu při válcování povlak oxidů, který je chrání, a tudíž jsou vůči korozi pod napětím poměrně odolné.

Elektrochemická koroze: jedná se o nejčastěji se vyskytující druh koroze, která je způsobena složitými elektrochemickými reakcemi. Při tomto procesu je nezbytná přítomnost anody, katody a elektrolytu. Anodu a katodu v systému zastupuje ocelová výztuž, čímž dojde k vytvoření galvanického článku, vlhkost (přítomnost vody a kyslíku) poté v betonové hmotě vytváří vhodný elektrolyt. Mezi anodou a katodou probíhá elektrický proud a průběhem elektrochemické reakce, při nichž se železo (Fe) oxiduje na oxidy, resp. hydroxidy: Fe(OH)_2 (hydroxid železnatý), Fe(OH)_3 (hydroxid železitý)

a projevuje se jako rez $\text{FeO}(\text{OH})$, dochází ke zvětšení objemu kovu v konstrukci. Pro průběh reakce je nezbytná přítomnost vody a kyslíku. V případě kvalitního betonu bude proces koroze zpomalen. Naopak rychlá koroze nastane, když se pH betonu náhle sníží, např. karbonatací, sulfatací atd. Také zavedení agresivních chemikálií, nebo např. bludné proudy mohou mít vliv na rychlost koroze. [17] [18] [19] [11] [20]



Obrázek 22: Korozní proces u zabetonované ocelové výztuže [18]

2.2.2 Karbonatace

Karbonatace betonu je přirozený proces, který je způsoben reakcí atmosférického oxidu uhličitého (CO_2) s cementovým tmelem, konkrétně s $\text{Ca}(\text{OH})_2$ (hydroxid vápenatý), který má zásaditý charakter. Koncentrace oxidu uhličitého v atmosféře se pohybuje průměrně okolo 0,03 %. Pronikání oxidu uhličitého do pórů betonu je způsobeno difuzí, kdy oxid uhličitý reaguje s hydroxidem vápenatým, který je rozpuštěn v pórové vodě. Výsledkem průběhu této reakce je pokles zásaditého charakteru betonu z původní hodnoty pH 12-12,5 na nižší hodnotu. Snížení hodnoty pH a vytvoření mírně alkalického nebo kyselého prostředí má za následek ztrátu schopnosti betonu pasivovat výztuž a může za přítomnosti vlhkosti, která ovlivňuje rychlost karbonatace, způsobit korozi výztuže.

Působením karbonatace se v betonu vytváří nerozpustné karbonové novotvary CaCO_3 , které se usazují v kapilárách a pórech a postupně je vyplňují. Tento jev napomáhá

zabraňovat novému pronikání oxidu uhličitému a je výhodný zejména u hutných betonů, kde se stává beton odolnějším vůči účinkům karbonatace a výztuž je lépe chráněná proti korozi. Naopak u betonu vykazující velkou pórovitost nedochází k vyplnění póru a kapilár a propustnost pro páry a plyny je vysoká. Karbonatace tedy z dlouhodobého hlediska proniká hlouběji do struktury betonu až na úroveň výztuže, která začne korodovat při hodnotě pH 9,5 a nižší. Důsledkem je ohrožení betonářské výztuže a při dostatečné vlhkosti ji beton (cementová matrice) nechrání před korozi. [17] [21] [18] [19] [22] [23]

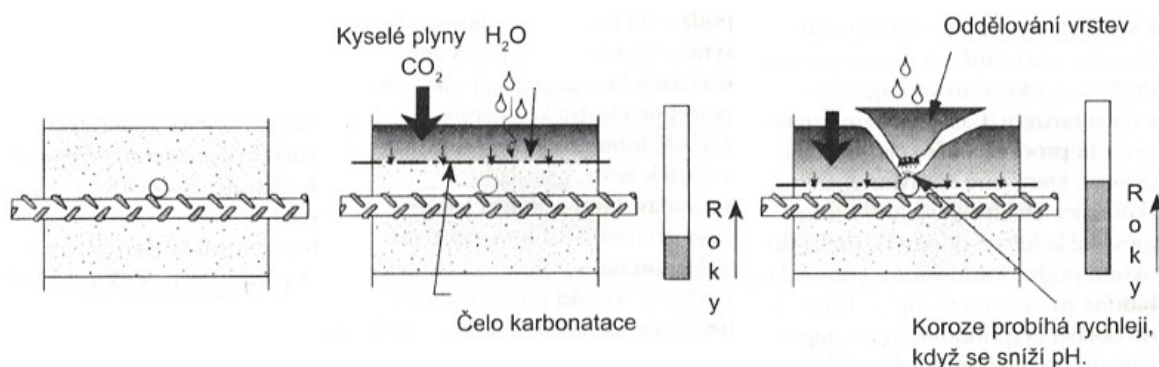
Proces karbonatace můžeme formulovat na základě dlouhodobých výzkumů dle Matouška [17] do čtyř etap.

V prvním období karbonatace, dochází k proměně Ca(OH)_2 v mezizrnném prostoru na nerozpustný CaCO_3 , který přitom částečně zaplňuje póry. V první etapě se mírně zlepšují především fyzikálně-mechanické vlastnosti betonu.

Ve druhé etapě dochází ke vzniku modifikací CaCO_3 , které se vyskytují v podobě jednozrnných krystalických novotvarů. Hrubozrnné krystalické novotvary se zde vyskytují pouze ojediněle. Vlastnosti betonu se ve druhém období karbonatace příliš nemění, mechanické vlastnosti pak kolísají kolem původních hodnot.

Třetí období karbonatace se vyznačuje překrystalováním dříve vzniklých uhličitánových novotvarů, a to z mezizrnného roztoku. Přitom vznikají až desetkrát větší krystaly kalcitu a aragonitu. Hodnota pH ve třetí etapě je velmi nízká a dochází k výraznému snižování mechanických vlastností betonu.

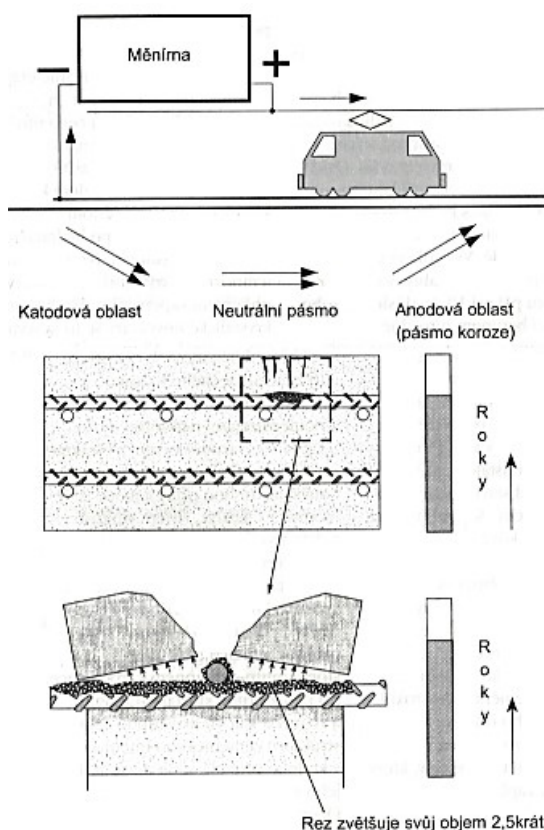
Závěrečná čtvrtá etapa se vyznačuje téměř 100% stupněm karbonatace, při němž hrubé krystaly aragonitu a zejména kalcitu prostupují celou strukturou cementového tmelu. To může mít v krajním případě za následek rozrušení jeho celkové struktury. Hodnota pH je velmi nízká, tudíž dochází k výrazné korozi výztuže.



Obrázek 23: Průběh karbonatace na konstrukci [18]

2.2.3 Koroze bludnými proudy

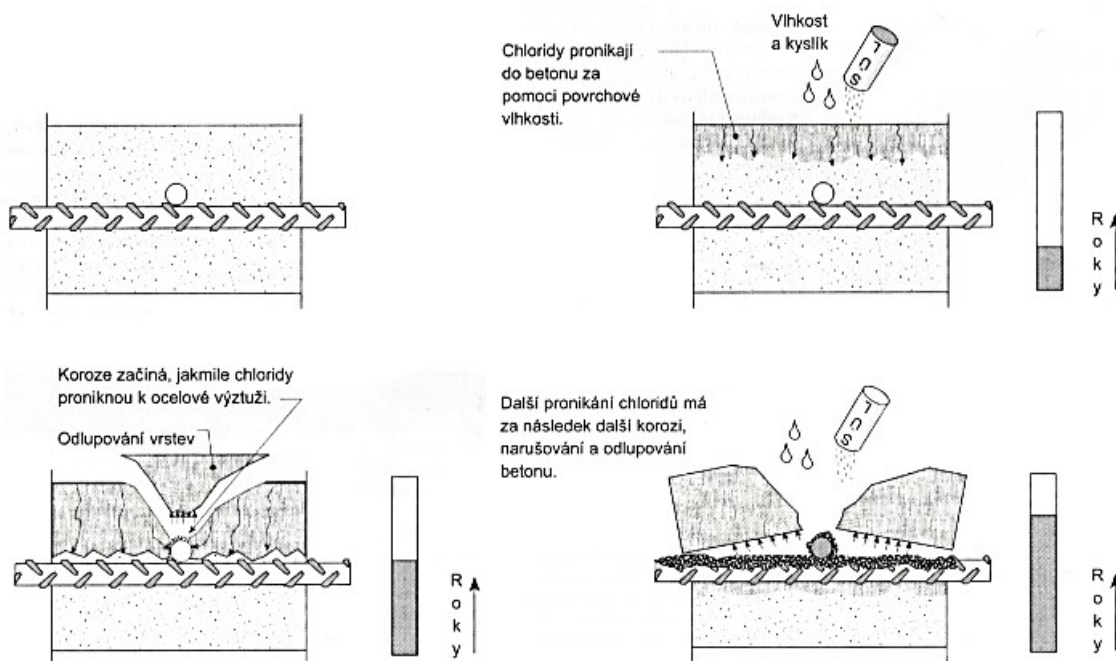
V souvislosti s využitím stejnosměrného elektrického proudu např. při provozu hromadné městské dopravy, dochází ke zvýšené rychlosti koroze výztuže než v případě působení jiných podmínek. Je to z toho důvodu, že na ocelové konstrukce i na výztuž v železobetonových konstrukcích působí tzv. bludné proudy. Jako bludné proudy označujeme elektrický proud, který může být přiveden z vnějších zdrojů stejnosměrného proudu, jako např. elektrické pouliční dráhy (koleje), lanovky, svařovací agregáty a další zařízení. Tudíž při vystavení podzemních instalací bludnými proudy vyskytujícími se v zemi dochází k výraznějšímu projevu koroze. V důsledku tohoto procesu nastává elektrolýza a úbytek kovu v souladu s Faradayovými zákony elektrolýzy. Důležitým aspektem v případě tohoto druhu koroze je obsah elektrolytů v zemině. Vysoká půdní vodivost urychluje galvanickou korozi, obdobně jako redukčně oxidační potenciál. [18] [19]



Obrázek 24: Koroze bludnými proudy [18]

2.2.4 Chloridy

Mezi hlavní sloučeniny, které způsobují korozi výztuže, řadíme především chloridy. Ty se mohou v železobetonu vyskytnout i před tím, než je konstrukce uvedena do provozu. Záměrně mohou být chloridy přidávány jako urychlovače, nebo se vyskytují ve formě přirozených složek, obsažených v některých kamenivech. Mezi nejškodlivější chloridy působící na zabetonovanou ocelovou výztuž řadíme chloridy rozpustné ve vodě. V případě, že dojde ke styku chloridů z okolního prostředí (rozmrazovací soli) s povrchem betonu, bude docházet k postupnému pronikání směrem dovnitř. Za přítomnosti dostatečného množství kyslíku, vlhkosti a koncentrace chloridů dojde k vyvolání koroze ocelové výztuže. Působení objemové změny korozních zplodin způsobí odlupování krycí vrstvy a dojde k vytvoření trhlin z důvodu vyvolaných tahových sil rozpínáním oxidu ve vrstvách vytvořené rzi. Tyto vrstvy betonu následně odpadnou. Při dostatečném přístupu kyslíku, vlhkosti a korozivních sil dochází k dalšímu narušování betonu a zrychlení procesu koroze. Postupně i hlouběji uložená výztuž podléhá procesu koroze. Důležitým faktorem ovlivňující koncentraci chloridů nezbytnou pro vyvolání koroze je hodnota pH betonu. Bylo zjištěno, že se snižující hodnotou pH betonu je zapotřebí nižší procento chloridových iontů k tomu, aby byla koroze iniciována. [18] [19]



Obrázek 25: Pronikání chloridů do konstrukce [18]

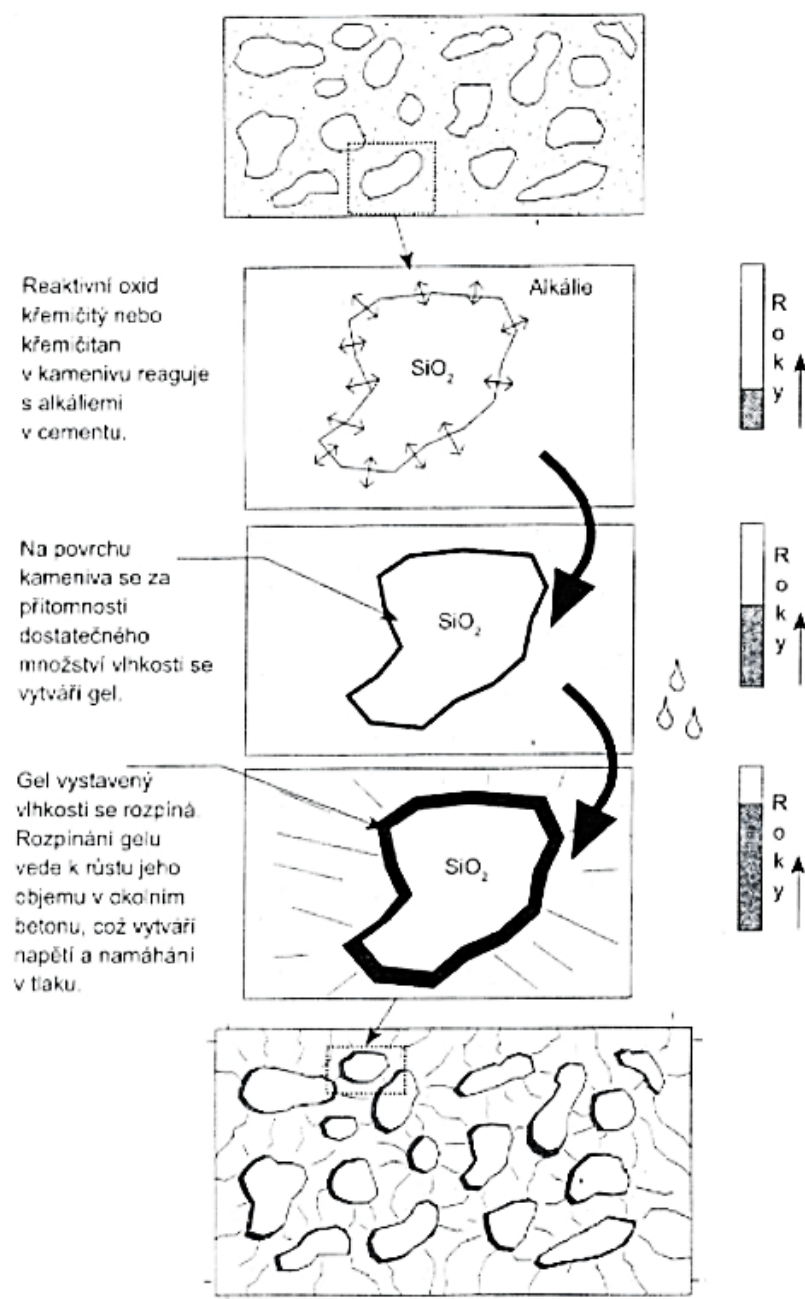
2.2.5 Chemické působení

Mezi chemické působení vedoucí k postupnému vymývání betonu řadíme obecně agresivní činitele, případně běžné chemické reakce s betonem. Tyto reakce jsou současně považovány za nejzávažnější příčiny porušení. Při jejich působení dochází k objemovým změnám, resp. k tvorbě nových sloučenin, v jejichž důsledku dochází k destrukci hmoty betonu. Mezi nejčastější objemové změny, které vznikají v betonových konstrukcích, můžeme zahrnout alkalické, vápenaté (vápenné), hořečnaté a síranové rozpínání.

Obvykle jsou nosníky náchylné na reakce mezi alkalickými složkami cementu a kamenivem. Ty mohou vést k alkalickému rozpínání a k výrazným narušením betonových konstrukcí. Kamenivo jako například reaktivní formy oxidu křemičitého, reagují s draslíkem, sodíkem a hydroxidem vápenatým a vytvářejí gel kolem reagujících zrn kameniva. Při vystavení gelu vlhkosti dochází k rozpínání a vytváření sil, které vyvolávají tahové trhliny kolem kameniva. Na povrchu betonu lze alkalickou reakci kameniva pozorovat jako síť trhlinek, které mají za následek pronikání vlhkosti a zrychlování alkalické reakce. Reakce může probíhat dlouhou dobu nepozorovaně, než dojde k vážnému poškození, často i k destrukci betonové matrice. [18] [19] [24] [20]



Obrázek 26: Alkalicko-křemičitá reakce na nosníku KA



Obrázek 27: Průběh alkalické reakce kameniva [18]

2.3 Shrnutí vad a poruch

Vady mostů z mostních prefabrikátů:

- uzavřené nekontrolovatelné komory
- absence řešení odvodnění komor
- z dnešního pohledu nedostatečné krytí betonářské, předpínací výztuže (v minulosti nebyl kladen takový důraz na životnost a trvanlivost konstrukce jako dnes)
- technologická nekázeň
- špatné provedené detaily konstrukce
- úzké podélné spáry mezi jednotlivými nosíky
- neodborné zabudování odvodňovačů
- špatně provedené izolace proti vodě
- špatné provedené mostní závěry
- nezainjektování kabelových kanálků

Poruchy mostů z mostních prefabrikátů:

- poškození a degradace hydroizolace (závisí na detailech provedení)
- obnažená korodující smyková výztuž
- pracovní spáry (nedokonalé napojení jednotlivých částí nosníků)
- netěsnost mostních závěrů a stav čel nosníků
- průsak vody a agresivních látek do komor nosníku
- přítomnost chloridů v komorách
- opadající krycí vrstva smykové výztuže, zanesení komor nečistotami
- koroze kotevní desky předpínací výztuže
- koroze betonářské a předpínací výztuže

2.3.1 Fotodokumentace nejběžnějších vad a poruch



Obrázek 28: Poškozené vozovkové souvrství [25]



Obrázek 29: Odebrané vzorky z vývrtu vozovkového souvrství [25]



Obrázek 30: Koroze čel nosníku I



Obrázek 31: Koroze čel nosníku KA [25]



Obrázek 32: Odtok vody z komory mostu po odvrtání ucpané odvodňovací trubky [25]



Obrázek 33: Laminární koroze odvodňovače, inkrustace, vápenné výluhy v nosníku [15]



Obrázek 34: Povrchová a laminární koroze předpínacích drátů, vlhká drolící se injektáž, 3ks volných drátů [15]



Obrázek 35: Pohled do nezajektovaného kanálku, koroze předpínacích drátů [25]



Obrázek 36: Poškození podélné spáry mezi nosníky I [26]



Obrázek 37: Masivní koroze předpínací výztuže ve zvedaném kabelu, která vedla až k jeho destrukci [26]



Obrázek 38: Odpadlá krycí vrstva předpínací výztuže, obnažená a zcela zkorodovaná chránička [16]



Obrázek 39: Trhliny kopírující trajektorii zvedané předpínací výztuže u bočního nosníku [16]

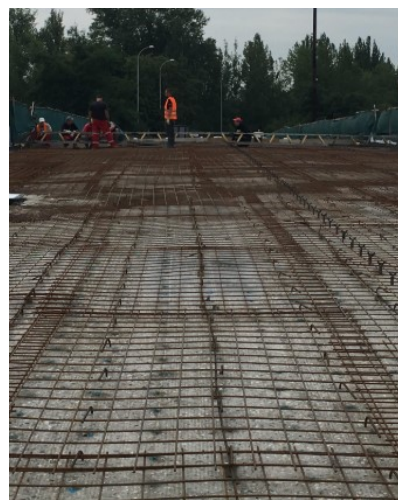
2.4 Rekonstrukce mostu

Jeden z hlavních problémů poruch na mostech je překročení doby životnosti hydroizolací. Jelikož se hydroizolace nachází pod souvrstvím vozovky, je nemožné provést její kontrolu při pravidelných mostních prohlídkách (3). Překročení doby životnosti izolací proti vodě a nedodržení obměn hydroizolace napomáhá šíření agresivních látek do nosníků. Špatné provedení rekonstrukce může vést ke vzniku dalšího poškození prefabrikovaných nosníků. Důležitým faktorem rekonstrukce mostů je dodržování technologických postupů prostřednictvím realizačních firem v souladu s platnými předpisy ČSN resp. ČSN EN (technické normy), TP (technické podmínky), TKP (technické kvalitativní podmínky). Jelikož při nedodržení těchto postupů a neodborné pokládce hydroizolace může dojít k další degradaci již v minulosti poškozených prefabrikovaných nosníků.

Dalším důležitým aspektem při rekonstrukci je neschopnost sanovat komory nosníků a v případě, že již na mostě dochází ke korozi výztuže (zejména předpínací) nejsme schopni degradaci zastavit. Tento proces má za následek přetržení zkorodovaných předpínacích lan. V rámci rekonstrukce, jejíž součástí bývá zesílení původní žaluziové desky spřažením, je důležité, aby byla zajištěna dostatečná soudržnost spřahovacích trnů s mostovkou. Při vytváření spřažené desky dochází k navrtávání trnů do nosníků, což může vést k vytvoření dalších potenciálních míst, ve kterých může docházet k průsaku vody, a tudíž k oslabení mostních prefabrikátů.



Obrázek 40: Spřahovací trny



Obrázek 41: Výztuž spřažené desky

Další negativum, které s sebou přináší rekonstrukce mostů je mechanické odstraňování mostního svršku těžkou technikou, jelikož může dojít k vytvoření trhlin

v horní části nosníku, čímž vzniká další oslabení v konstrukci. Po vzniku trhlin v nosníku se musí provést sanace. Rázy, které vyvoluje těžká technika při odstraňování mostního svršku, mohou vést k masivnímu poškození prefabrikovaných nosníků. Důležitým aspektem, který může ovlivnit životnost konstrukce, je to, že se při rekonstrukci poruchy v komorách nosníků v podstatě nesanoují.

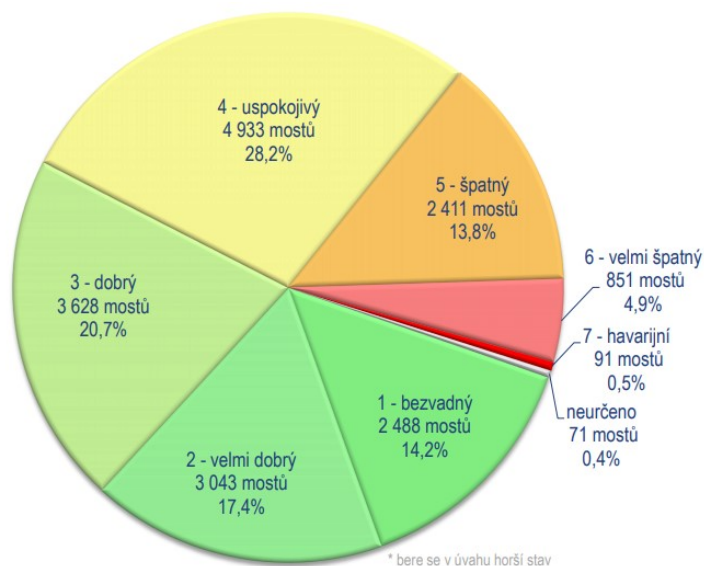
3 MOSTNÍ PROHLÍDKY

Pravidelné provádění prohlídek mostního objektu po dobu jeho životnosti je základní a nezbytnou činností. Umožňuje kontrolu konstrukčních prvků a včas odhalit poruchy na jejich povrchu i v nejranějším stádiu. Mostní prohlídky je nutné provádět v souladu s normou ČSN 73 6221. Příznaky vznikajících poruch lze pozorovat jako odchylky od původního stavu (vlhká místa, porušené nebo odpadlé vrstvy, vznik i rozvoj trhlin, stopy koroze výztuže atd.). Mezi nezbytné vybavení k provedení mostní prohlídky řadíme pomůcky k osvětlení, fotoaparát, dalekohled, případně lupu pro podrobnější prohlídku. Důležitá je také odborná znalost, znalost nosného systému a zkušenosti vykonavatele prohlídky. V průběhu mostní prohlídky lze využít metody akustického trasování (poklepu), která umožňuje zjistit přítomnost dutých nebo odtržených míst v konstrukci. Pomůckou pro provedení této zkoušky může být obyčejné kladívko, kdy na základě akustické odezvy betonu lze identifikovat potenciální místa poruch.

Rozlišujeme tři druhy mostních prohlídek: běžné, hlavní a mimořádné. Tyto prohlídky mostních objektů pozemních komunikací zajišťuje správce (vlastník) mostů. Mimořádné prohlídky mostu se provádí pouze v důsledku potenciálního poškození mostu nebo jeho části například po dopravní nehodě na mostě, při projevu příznaků výrazného oslabení konstrukce, při zjištění závažných trhlin nebo při nadměrné deformaci jednotlivých částí. Hlavní i mimořádná prohlídka mostu může být vždy provedena tak, aby sloužila jako podklad pro rozhodnutí o rozsahu a sestavení plánu k provedení diagnostického průzkumu konstrukce.

Při provádění hlavních a mimořádných prohlídek se na základě objevených závad určuje stav mostu. Ten přirozeně ovlivňuje jeho zatížitelnost, použitelnost a životnost, kdy pro určení tohoto stavu se využívá klasifikačních stupňů. Klasifikační stupně mostu dle zjištěných závad lze rozdělit do sedmi kategorií, od prvního stupně klasifikovaného jako bezvadný, až po sedmý stupeň klasifikován jako havarijní, kdy každý vyšší stupeň s sebou přináší závažnost vad a poruch mostní konstrukce. Na ukázkou jsou v bakalářské práci

uvedeny poslední statistické údaje ŘSD týkající se přehledu všech mostů v ČR dle stavu nosné konstrukce nebo spodní stavby. [27] [28] [29] [30] [31]



Obrázek 42: Počet mostů dle stavu nosné konstrukce nebo spodní stavby, stav k 1. 1. 2019, celkem 17 516 mostů [31]

3.1 Mostní prohlídky prefabrikovaných nosníků KA a I

Při provádění prohlídek mostů, které jsou postaveny z komorových tenkostěnných prefabrikovaných nosníků, je důležité kontrolovat jisté náznaky, které mohou evokovat určité poruchy mostní konstrukce. Tyto náznaky nám mohou napovědět o stavu nosné konstrukce. Důležitá je kontrola spodního líce nosné konstrukce. Při mostní prohlídce může být odhalena špatná kvalita betonu spáry a výskyt stěrkových hnízd. Jevy jako vlhkost spáry, vápenné výluhy nebo inkrustace budou s největší pravděpodobností poukazovat na poškození hydroizolace mostní konstrukce. Důležitá je také kontrola odtoků komor nosníku. Je nutné prověřit, zda odtoky nejsou zaneseny a zda plní svou funkci. Zanesení odtoku může způsobit zaplnění komor vodou, což může v konečném důsledku vést k přetěžování konstrukce a k zvýšené agresivitě prostředí. Také odvodňovače vody z vozovky, které vedou skrz nosníky, až pod úroveň spodního líce nosné konstrukce mohou nést náznaky poškození. Viditelné konce mohou být napadeny korozí, v jejímž důsledku může dojít k jejich rozpadu vně nosníku, což může vést k zatékání do komor a tím k urychlení poškození konstrukce. U spodního líce nosné konstrukce je důležité prověřit, jestli se na ní nenachází odprsky betonu krycí vrstvy a obnažená výztuž. Tento

jev může být způsoben karbonatací (2.2.2), nebo např. alkalicko-křemičitou reakcí (2.2.5) nebo průjezdem nadměrného vozidla.



Obrázek 43: Koroze mostního odvodňovače



Obrázek 44: Inkrustace ve spáře mezi nosníky



Obrázek 45: Místo průsaků koroze v okolí odvodňovacího otvoru nosníku [26]



Obrázek 46: Obnažená a zcela zkorodovaná chránička předpínací výztuže [16]

4 DIAGNOSTIKA MOSTŮ

Metody technické diagnostiky a údržby označujeme jako soubor činností, které musí být vykonávány jako součást kontroly procesu stárnutí a degradace nejrozličnějších technických objektů. Především u stavebních objektů, jako jsou mosty, je diagnostika velmi významná, jelikož jsou mosty vystaveny extrémním klimatickým podmínkám, a proto je nezbytná pravidelná kontrola neporušenosti konstrukce. Hlavním cílem diagnostiky je ověření vlastností materiálů (identifikace fyzikálně-mechanických a fyzikálně-chemických parametrů materiálů), včasná identifikace vznikající závady,

klasifikace a kvantifikace chyb a poruch. Dále také odhad schopnosti konstrukce nadále plnit funkční a provozní požadavky, případně stanovení spolehlivosti a dobu životnosti konstrukcí. Obecně rozlišujeme tyto základní typy diagnostických průzkumů:

- ověření mechanických vlastností materiálů nosné konstrukce (beton, výztuž), pro statický výpočet
- stanovení stupně oslabení, stupně koroze dílčích konstrukčních prvků pro opravu
- definice příčiny porušení, odstranění závady

[20] [32] [33] [34] [27]

4.1 Nedestruktivní zkušební metody

Nedestruktivní zkušební metody umožňují určit hledané vlastnosti zkoušené konstrukce bez rozsáhlejšího poškození kontrolovaného prvku nebo stavebního materiálu. Pouze v některých případech za využití tvrdoměrných metod se v oblasti zkoušeného místa provede úprava broušením, vrypem nebo vtiskem. Využití nedestruktivních zkušebních metod je především k určení vlastností ztvrdlého betonu a k hodnocení stavu betonových konstrukcí. Výhodou těchto metod je především nepoškození zkoušené konstrukce, relativně nízká cena provedení, možnost opakovaného měření na stejném místě, zaznamenání změn v čase a následné statistické vyhodnocení. Mezi nevýhody těchto metod patří menší přesnost, jelikož je měřena pouze pomocná charakteristika, která je s požadovanou charakteristikou v určité závislosti. Také možnost chyb v důsledku nesprávného hodnocení zkoušky. Pro provedení moderních nedestruktivních metod založených na počítačové technologii jsou často vyžadovány rozšířené inženýrské znalosti a znalost základních fyzikálních a chemických poznatků. [20] [32] [34]

4.2 Destruktivní zkušební metody

Destruktivní zkušební metody jsou založeny na částečném poškození (např. vrtáním) zkoušené konstrukce. Využívají se v případě, kdy vizuální a nedestruktivní metody nevedou k požadovanému cíli, tzn., že nejsou schopny kvantifikovat hloubku a druh ohrožení konstrukce, nebo je potřeba provést přesnější stanovení vyšetřovaných charakteristik. Často je vhodné využití kombinace destruktivních i nedestruktivních metod, protože vývrty vytvořené pomocí destruktivní metody mohou sloužit ke zpřesnění

všeobecných kalibračních vztahů nedestruktivních metod. K provedení destruktivní zkoušky volíme kontrolní místa pro odběr vzorků na konstrukci tak, aby nedošlo k ovlivnění její únosnosti nebo stability a aby bylo provedení zkoušky vždy v souladu s relevantními dokumenty ČSN resp. ČSN EN, TP, TKP [20] [32] [34]

4.3 Fyzikálně-mechanické vlastnosti betonu

Na základě výsledku souhrnu fyzikálně-mechanických analýz je možné posouzení míry degradace betonu, předvídání další životnosti konstrukce, stanovení rozsahu kontaminace cizorodými látkami případně dalších charakteristik betonu (např. zda je beton z portlandského cementu). Obvykle se při diagnostických pracích věnuje pozornost stanovení základních parametrů pro statické posouzení konstrukce, a to pevnosti betonu (třídy betonu) nebo meze kluzu výztuže (třídy oceli). Elementárním zjišťovaným parametrem obvykle bývá pevnost v tlaku. K některým diagnostickým účelům je nezbytné stanovení pevnosti v prostém tahu betonu. Mechanické vlastnosti výztuže se stanovují po odkrytí výztuže podle tvaru jejího povrchu a průměru. Další způsob stanovení charakteristik výztuže je pomocí odběru vzorku výztuže a zkouškami v tahu. Jelikož jde o poměrně invazivní zásah do konstrukce, je vhodné, aby byl odběr vzorků výztuže konzultován se statikem. [19] [18]

4.4 Metoda určování polohy výztuže

Určování polohy výztuže představuje jeden z nejkomplikovanějších diagnostických úkonů. Metodou rozumíme rozpoznání přítomnosti výztuže v betonové konstrukci, její průběh, případně tvar. Provádí se pro stanovení aktuální zatížitelnosti. Při hledání polohy výztuže je důležité postupovat systematicky. Většinou jsme schopni stanovit polohu hlavní výztuže, rozdělovací výztuže nebo třmínků, které vzájemně vytváří souřadnicový systém.

Při určování polohy výztuže nejprve zvolíme zkušební oblast a v té následně pohybujeme sondou s využitím např. magnetického indikátoru. Tyto indikátory umožňují velmi přesně zaznamenat změnu magnetického pole a vyhledat výztuž, kdy při znalosti průměru výztuže umožňuje s přesností na 1-2 mm určit tloušťku krycí vrstvy až do hloubky 160 mm. Získaná data jsou následně znázorňována v digitální podobě na displeji přístroje a obvykle ukládány do paměti. Přesnost přístroje je dána krytím a četností výztuže. Tato metoda je poměrně rychlá a finančně nenáročná, má však určitá omezení

především z toho důvodu, že neumožňuje prakticky stanovit druh výztuže v některých konstrukčních prvcích.

Další metody, které lze při určování polohy výztuže využít jsou radiační zkušební metody, které využívají schopnosti gama záření pronikat hmotou nebo Georadar, u kterého je princip metody založen na vysílání vysokofrekvenčních elektromagnetických pulzů do zkoumané konstrukce. [18] [19]

4.5 Stupeň koroze betonu a oceli

Ke stanovení stupně koroze betonu a oceli je vhodné současné stanovení mezní ustálené vlhkosti betonu v posuzovaných oblastech (tzv. rovnovážná vlhkost betonu). Tloušťka krycí vrstvy betonu nad výztuží lze stanovit elektrochemickými indikátory. Ke stanovení tloušťky zkarbonované vrstvy se využívá určení hodnoty pH pórového roztoku fenolftaleinu. Hodnota pH indikuje jak degradaci betonu, tak potenciální rizika související se vznikem elektrochemické koroze výztuže (2.2.1). K určení míry karbonatace betonu (2.2.2) se při terénní diagnostice využívají kolorimetrické indikátory, které při určité hodnotě nebo intervalu pH reagují barevným přechodem. Pro korozi výztuže je nebezpečná oblast pod pH 9,5. [18] [19]

4.5.1 Hloubka degradace

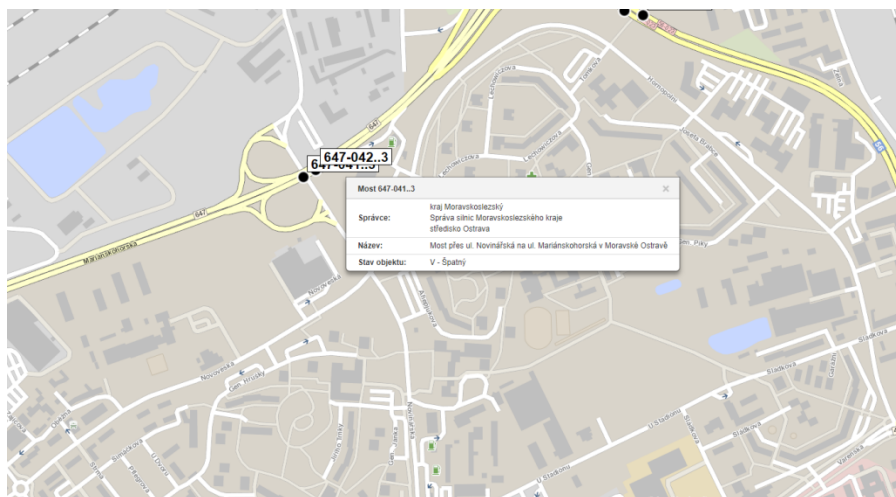
Lokalizace hloubky degradace je možné objektivně stanovit na stěně jádrových vývrtů. Na těchto vývrtech lze následně přibližně určit rozhraní mezi betonem kontaminovaným nebo nekontaminovaným agresivními látkami. V případě, že není rozhraní zřetelné, je nutné provést chemické rozborů ve vrstvách odřezaných z povrchové oblasti jádrového vývrtu. Hloubku degradace lze následně spolehlivě určit stanovením koncentrace agresivního média v různých hloubkách pod povrchem. [19]

5 PROHLÍDKA VYBRANÝCH MOSTNÍCH OBJEKTŮ

V rámci bakalářské práce byla provedena prohlídka dvou vybraných mostních objektů nacházející se na území města Ostravy a jejím okolí. Cílem prohlídky byla lokalizace vad a poruch nosné konstrukce mostních objektů vystavených z typových nosníků KA. Prohlídka byla zaměřena na dva mostní objekty, které momentálně nejsou v dobrém stavebním stavu a jejich stav je klasifikován římskou číslicí V – tzn. špatný. Vizuální prohlídka nám umožní kontrolu pouze viditelných poruch, ale o stavu komor a předpínací výztuže nám neposkytne potřebné informace a tudíž lze jejich špatný stav pouze předpokládat a pro získání informací o jejich stavu by bylo nutné provést podrobnou diagnostiku.

5.1 Most v Moravské Ostravě

První vybraný mostní objekt ev. č. 647-041..3 se skládá z jednoho pole a nachází se na ul. Mariánskohorská v Moravské Ostravě. Nosná konstrukce mostu je tvořena 2x13 ks prefabrikovanými betonovými nosníky KA-61, které jsou uloženy na ocelových ložiscích. Ta vykazují značná poškození laminární koroze.



Obrázek 47: Poloha mostu, stav mostu dle portálu BMS [<http://bms.clevera.cz/Public>]

Při provádění vizuální prohlídky mostu byl nejprve kontrolován spodní líc nosné konstrukce. Je viditelné, že dobetonávka spáry byla provedena provizorně a nedošlo k jejímu dokonalému vyplnění. Na dobetonávce mezi nosníky je možné postřehnout odlišnost kvality betonu oproti nosné konstrukci. Také je možné pozorovat šterková hnízda ve spáře, přes která dochází k průsakům vody. Vytvoření ochranného nástřiku na nosné

konstrukci pak brání volnému odtoku vody, která protéká spárou (zadržuje vodu mezi nosníky) a může způsobit rozrušení betonu v podélných spárách. To z dlouhodobého hlediska může vést k narušení spáry a její degradaci. Postupem času dochází k odlupování ochranného nástřiku, který odpadá na vozovku. Ve spárách mezi nosníky jsou vidět zřetelné známky inkrustace, také vápenné výluhy z betonu a známky přítomnosti chloridů v důsledku špatně provedené a poškozené izolace. Voda nemusí procházet pouze spárou, ale může protékat i nosníkem v okolí trhlin, které vznikly při výrobě nosníku nebo v oblasti odtokových kanálků nosníku (Obr. 51). Na nosnících je zřetelně vidět neodborné dodatečné navrtávání odtoku nosníku, kde v mnoha případech bylo nutno provést více vrtů než jeden, a to především z toho důvodu, že při pokusu o navrtání došlo například k navrtání výztuže buď měkké, nebo předpínací. Na spodním lici konstrukce v místech, kde je již ochranný nátěr pryč, je možné pozorovat stopy po korodující výztuži. Na spodním lici nosníků je viditelné zřetelné odřením od průjezdu nadměrného nákladu, a to na obou stranách krajních nosníků, kde jsou uraženy hrany. Je tedy zřejmé, že k průjezdu nadměrného vozidla došlo opakovaně. U krajních nosníků lze také pozorovat obnaženou korodující smykovou výztuž z důvodu velmi malé krycí vrstvy, která odpadá. Také dochází k degradaci betonu, který měl sloužit jako ochrana čel nosníku a zabránit korozi kotevních desek předpínacích kabelů. U betonu si lze všimnout, že je výrazně nižší kvality než u nosníků. U krajních nosníků je viditelná koroze kotevních desek nosníků. Tomuto stavu velmi napomáhá zatékáním kolem mostních závěrů.

5.1.1 Fotodokumentace Mostu v Moravské Ostravě



Obrázek 48: Pohled na mostní objekt



Obrázek 49: Poškození okraje nosníku od průjezdu nadměrného vozidla



Obrázek 50: Detail podélné spáry, nízká kvalita betonu, šterková hnízda



Obrázek 51: Navrtání odtokových kanálků nosníků



Obrázek 52: Pohled na spodní líc NK



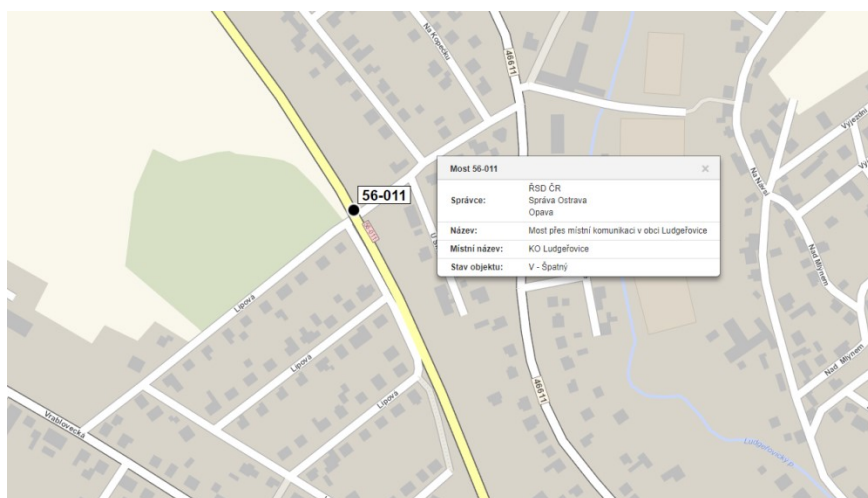
Obrázek 53: Koroze smykové výztuže nosníku, ložiska, kotevní desky



Obrázek 54: Detailní pohled koroze kotevní oblasti na čele nosníku

5.2 Most v Ludgeřovicích

Druhý vybraný mostní objekt ev. č. 56-011 se také skládá z jednoho pole a nachází se v obci Ludgeřovice. Je spojnici mezi městem Opava a Ostrava. Nosná konstrukce mostu je tvořena 11 prefabrikovanými betonovými nosníky KA-73 délky 15 m, které jsou uloženy bezložiskově na vrstvě lepenky. Lepenka se z teplotních a dilatačních posunů vytlačí ven z úložného prahu na opěru mostu.



Obrázek 55: Poloha mostu, stav mostu dle portálu BMS [<http://bms.clevera.cz/Public>]

Na krajních nosnících lze na první pohled vidět masivní zatékání přes římsu mostní konstrukce, která vykazuje vysoký stupeň poškození. U krajních nosníků lze pozorovat vykreslení korodující smykové výztuže a přítomnost vápenných výluhů. Krajní nosníky mají ulomené hrany, což je způsobeno průjezdem nadměrného vozidla. U krajních nosníků není zajištěno krytí horní kotevní desky předpínací výztuže, která je postižena masivní laminární korozí, a to z důvodu vystavení povětrnostních podmínek. Při výstavbě mostu byl vkládán mezi závěrnou zídku a dobetonávky čel nosníků polystyren, který sloužil jako bednění. Dochází k zatékání vody přes mostní závěry. Toto tvrzení potvrzuje přítomnost vlhkých oblastí spár mezi nosníky u styku nosné konstrukce se spodní stavbou. Podélné spáry za dobu užívání konstrukce prošly sanací, vzhledem k odpadávání sanační malty a rozdílné kvality původní dobetonávky a nové sanační malty. V místech odpadnutí sanační malty je možné vidět výrazně nižší kvalitu spáry než u prefabrikovaných nosníků. Ve spáře lze pozorovat šterková hnízda, velkou mezerovitost a také zabudované nečistoty, například kusy listů nebo dřeva. Z listů nalezeného ve spáře se dá předpokládat, že nebyla dodržena požadována technologická kázeň.

5.2.1 Fotodokumentace Mostu v Ludgerovicích



Obrázek 56: Pohled na mostní objekt a masivní zatékání přes mostní římsu



Obrázek 57: Korodující kotevní deska, poškození ztužujícího dřívku



Obrázek 58: Detail spáry mezi nosníky s výskytem listí a dřeva



Obrázek 59: Průsak vody na spodním líci NK, vytékání asfaltové lepenky na opěře mostu



Obrázek 60: Ulomená hrana krajního nosníku

6 VYHODNOCENÍ ZÍSKANÝCH POZNATKŮ

V bakalářské práci je popsána většina vad (2.1) a poruch (2.2), se kterými se mosty z prefabrikovaných nosníků KA a I potýkají. Vzniká tak zásadní otázka, zda se mosty minulého století z prefabrikovaných dílců vyplatí opravovat. Jak je uvedeno v kapitole (2.4) špatně provedená rekonstrukce, zejména nedodržování technologických postupů a špatné provádění detailů, nemusí vést vždy k dobrému výsledku. Pravděpodobně nejlepší možnou variantou by u většiny mostů bylo nahrazení těchto prefabrikátů novými mostními konstrukcemi. Okamžitá náhrada těchto mostů je však nemožná, a proto je nejlepší variantou nechat mosty „kontrolovaně dožít“, provádět pravidelné kontroly a v případě rekonstrukcí zaizolovat kvalitně konstrukci tak, aby do ní neteklo.

Po uplynutí životnosti nosné konstrukce vzniká otázka, jak tyto mosty vhodně nahradit s ohledem na konstrukční výšku nosníků. Důležitým aspektem je doba, za kterou bude most nahrazen. Velké množství mostů se nachází na významných pozemních komunikacích České republiky a dlouhé opravy mohou způsobit značné komplikace v dopravě.

Pro mosty menších rozpětí lze prefabrikované nosníky nahradit deskovými konstrukcemi, které mohou mít téměř libovolné uspořádání (mohou být přímé, šikmé, zakřivené nebo o jednom nebo více polích). Při použití předpjatého betonu lze v případě potřeby vytvořit deskové mosty tak, aby byly schopny překlenout i větší vzdálenosti. U deskových mostů je zásadní tloušťka desky, která je výrazně menší než zbývající dva rozměry (délka a šířka). Mezi hlavní výhody deskových mostů patří jednoduché provádění, malá konstrukční výška, velká spolupůsobící šířka a menší pravděpodobnost vzniku trhlin ve srovnání s trámovými mosty. Mezi hlavní nevýhody deskových mostů řadíme větší vlastní tíhu, která s sebou přináší větší spotřebu betonu a výztuže. Mezi nevýhody také patří doba výstavby, především se jedná o monolitické konstrukce, kde dochází k omezení práce pouze na stavenišťě.

V případě nutnosti velkého rozpětí mostu, se jeví výhodné vytvoření trámové konstrukce, které existují v různých konstrukčních variantách. Mezi hlavní výhody patří výrazně nižší spotřeba materiálu při dosažení dostatečné tuhosti za ohybu. Nevýhodou trámových mostů je větší pracnost oproti deskovým mostům a větší konstrukční výška. Není nutností použití trámových mostů pouze na velké rozpětí. Mosty menšího rozpětí lze například nahradit novým typem prefabrikátů, které prošly jistým vývojem a v dnešní době

je jejich zpracování mnohem kvalitnější a přesnější. Samotná prefabrikace dosahuje stále vyššího technického, kvalitativního a estetického měřítko. Trámové mosty se nemusí stavět pouze z betonu, ale lze je také vytvářet vhodnou kombinací různých materiálů například oceli a betonu, kdy se využívá příznivých vlastností obou materiálů a odstraňují se jejich nedostatky.

Nahrazení nevyhovujících mostů je možno provést různými způsoby (např. integrovaným mostem, obloukovým mostem atd.). Otázkou je, jaký způsob náhrady prefabrikátu zvolit s ohledem na co nejvyšší efektivitu, finanční a časovou náročnost výstavby. Rozhodně není zárukou, že vytvořená nová konstrukce bude sloužit dle návrhové (stoleté) životnosti mostů. Ta je podmíněna pouze kvalitní, a hlavně pravidelnou údržbou mostu a jeho konstrukčních částí. Zároveň vytvoření nového typu konstrukce může přinášet určitá úskalí, např. v podobě přeložek sítí, vlastnických vztahů pro výstavbu aj. Také nová konstrukce může být při špatném návrhu nebo provedení nenávratně poškozena během několika let. V případě nově vytvořené konstrukce by však měla být vyšší pravděpodobnost odhalení chyb než v případě komorových nosníků, které mají uzavřený průřez, a proto jsou nepřístupné pro provedení řádné diagnostiky. Proto by měly být konstrukce navrhovány tak, aby bylo možné co nejefektivněji provádět mostní kontroly, diagnostiku konstrukce a aby bylo možné odhalit její vady a poruchy již v raném stádiu.

Je nutné si uvědomit, že problémy, jako jsou špatné provedení hydroizolace nebo zejména špatné provedení mostních závěru mostních konstrukcí se netýkají jen nosné konstrukce, ale také dochází k degradaci spodní stavby v důsledku zatékání. Proto by měl být kladen stejný důraz na její kontrolu a diagnostiku jako u nosné konstrukce, jelikož i špatná kvalita spodní stavby může ovlivnit životnost celého mostu.

V rámci návrhu nové mostní konstrukce je nutné zohlednit mimo jiné kritéria, která nebyla v minulosti podstatná, a to celkový životní cyklus konstrukce. Ten zajišťuje všechny fáze životnosti mostu po celou dobu jeho návrhové životnosti, od získání surovin až po demolici a odstranění s ohledem na aspekty jako je vliv na životní prostředí, ekonomické a společenské vlivy.

7 VYBRANÝ MOSTNÍ OBJEKT

Ze dvou mostních objektů, u kterých byla provedena mostní prohlídka, byl vybrán pro podrobnější rozbor objekt ev. č. 56-011 v obci Ludgeřovice, u kterého je nosná konstrukce mostu tvořena 11 prefabrikovanými nosníky KA-73 délky 15 m, konstrukční výška jednotlivých nosníků je 0,7 m.

7.1 Zhodnocení stavu mostu a návrh jeho rekonstrukce

V rámci aktuální realizace projektové dokumentace rekonstrukce mostu firmou Geoengineering spol. s r.o. byla Fakultou stavební VŠB – TU Ostrava provedena na mostním objektu podrobná diagnostika. Při diagnostice byl ověřen stávající stav prefabrikovaných nosníků, zejména jejich materiálových vlastností, stavu předpínací a betonářské výztuže a stanovení hloubky degradace materiálu.

U nosné konstrukce bylo zjištěno, že podélné spáry jsou provedeny z betonu výrazně nižší kvality než prefabrikované nosníky. V betonu podélných spár byly nalezeny úlomky cihelného střepe, kusovité části dřevní hmoty nebo uschlé listy, což potvrzuje vizuální prohlídka (5.2) provedená v rámci bakalářské práce. Do mostní konstrukce zatéká přes netěsné mostní závěry a dochází k výrazné destrukci betonové matrice příčných ztužujících dříků, které se nachází na čelech prefabrikátů nosné konstrukce. V poškozené struktuře betonu byla identifikována masivní ložiska usazenin chloridů.

Na základě provedeného stavebního průzkumu bylo rozhodnuto, že nosnou konstrukci mostu je možné zachovat a provést její rekonstrukci. U nosné konstrukce bude provedena sanace pohledové části. Také dojde k výměně příčníku nosné konstrukce a bude provedena výměna mostních závěrů a výměna mostního svršku na mostě. [35] [36]

7.2 Rozbor možnosti náhrady mostní konstrukce

V předchozí kapitole (7.1) byl zhodnocen celkový aktuální stav mostní konstrukce. Jak je uvedeno v kapitole (6) vzniká otázka, zda bude provedená rekonstrukce mostu úspěšná, zda dojde ke kvalitnímu zaizolování mostní konstrukce a provedení veškerých detailů na mostě. S tímto je spojena další otázka, jak dlouhá bude životnost mostu po provedené rekonstrukci a také jakou vhodnou konstrukcí nahradit prefabrikované nosníky

po vyčerpání jejich životnosti s ohledem na jejich omezenou (konstrukční) výšku. V rámci následujících kapitol je popsán rozbor možností dalšího vývoje mostního objektu ev. č. 56-011 po ukončení životnosti prefabrikátů. Předmětem tohoto rozboru je úvaha nad možnou náhradou těchto prefabrikátů jinými mostními konstrukcemi s uvážením zatížení, které působí na mostní konstrukci dle současně platných návrhových postupů. Tato úvaha spočívá v základním ověření únosnosti těchto konstrukcí, tak aby bylo možné stanovit, zda nově zvolené parametry materiálů a rozměrů nových konstrukcí mají potenciál do budoucna reálně sloužit jako podklad pro vypracování podrobné projektové dokumentace nové mostní konstrukce. Jelikož se jedná pouze o základní ověření únosnosti, tento výpočet je konzervativní a jedná se pouze o první aproximaci finálního řešení, jelikož v návrhu nejsou zohledněny ostatní faktory ovlivňující reálný návrh.

Návrhy nových mostních konstrukcí jsou provedeny na základě požadavků technických podmínek pro jednotlivé konstrukce. Nabízí se několik možných řešení a to:

- **náhrada prefabrikovanými nosníky** – použití nových typů nosníků, které prošly jistou transformací se zachováním jejich hlavní výhody, a to prefabrikace
- **náhrada za ocelobetonové nosníky** – jedná se o trémovou konstrukci, která vzniká kombinací dvou různých materiálů
- **náhrada za deskovou mostní konstrukci**

Pro doplnění rozboru jsou ukázány další možnosti náhrady konstrukčními systémy, u kterých nebude proveden výpočet, ale pouze diskuze.

- **náhrada za desky s tuhou výztuží**
- **náhrada za integrovaný most** – typ konstrukce, který je odlišný v porovnání s tradičními trémovými/deskovými mosty

Specifickou vlastností mostu v Ludgeřovicích je výška průjezdního prostoru, která je stanovena na 3,6 m. Proto by výška průjezdního prostoru možné nové konstrukce měla být zachována nebo zvýšena tak, aby byla minimální podjezdná výška co největší a nedocházelo k poškozování spodního líce nosné konstrukce, jako je tomu v současnosti. Veškeré výpočty spojené se stanovením únosnosti jednotlivých konstrukcí jsou uvedeny v příloze 2 bakalářské práce.

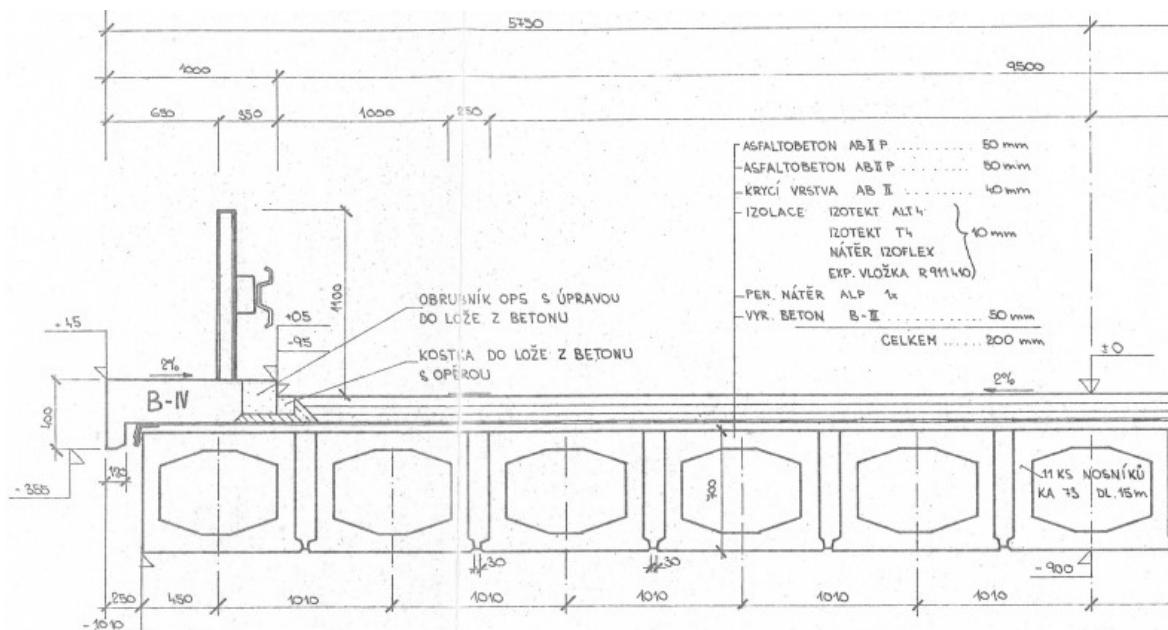
Bakalářská práce se věnuje prefabrikovaným nosníkům minulého století. V době, kdy vznikaly, prefabrikované nosníky se pro výpočty návrhových hodnot ohybových momentů využívaly metody založené na „ručních výpočtech“. Z těchto důvodů byla pro

přehlednost provedena v rámci přílohy 1 studie, ve které jsou tyto metody názorně demonstrovány s aplikovaným zatížením a jsou vypočteny ohybové momenty. Výsledky ručního (zjednodušeného) návrhu jsou následně porovnány s výsledky získanými s využitím SCIA Engineer za užití lineárního výpočtu. Jsou pozorovány jednotlivé odchylky ve výpočtu návrhových ohybových momentů stanovené „ručním výpočtem“ a výpočtem v komerčním softwaru.

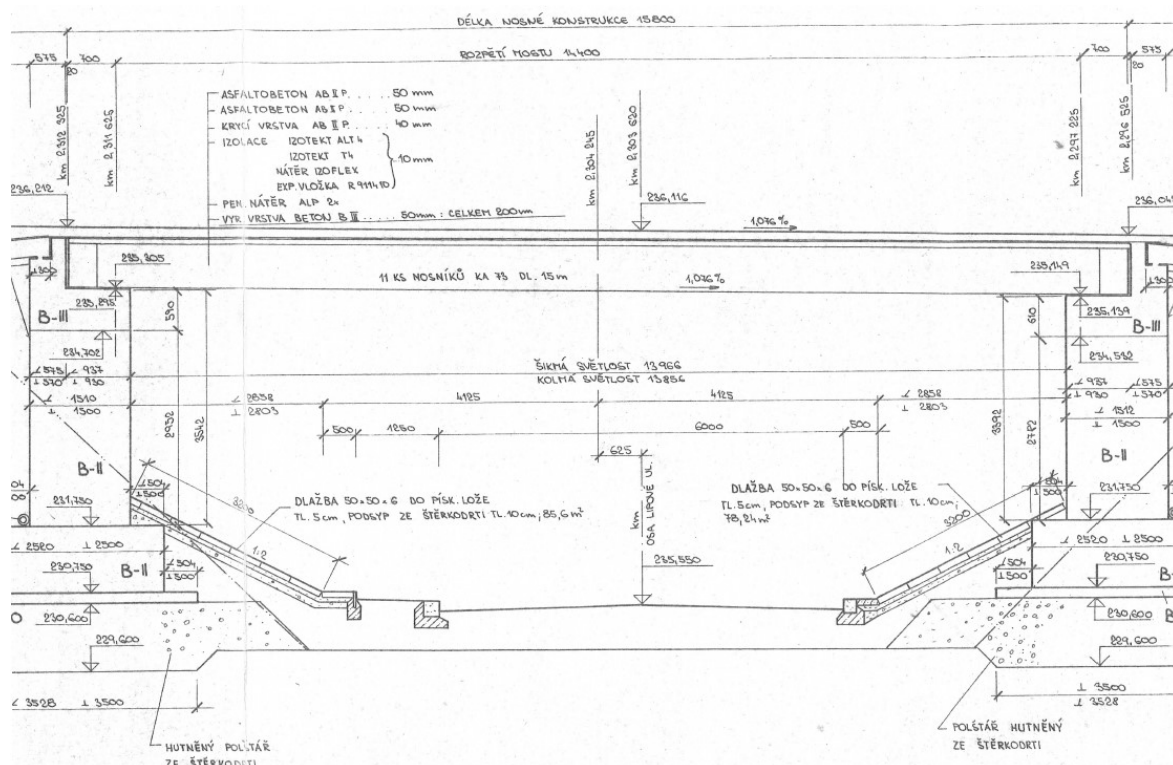
7.3 Geometrie stávajícího mostního objektu

- Nosná konstrukce:	prostá deska, předpjaté pref. nosníky KA-73		
- Počet polí:	1		
- Délka přemostění:	13,99 m		
- Délka mostu:	23,59 m		
- Délka nosné konstrukce:	15,84 m		
- Světlost mostního otvoru šikmá:	13,99 m		
- Rozpětí pole šikmé:	14,90 m		
- Úhel křížení:	83°5' - šikmost pravá		
- Volná šířka:	11,50 m		
- Šířka vozovky na mostě:	9,50 m		
- Šířka chodníku na mostě:	bez chodníku		
- Celková šířka mostu:	12,10 m		
- Stavební výška:	1 m		
- Zatížitelnost mostu:	normální	$V_n = 27 \text{ t}$	[35]
	výhradní	$V_r = 79 \text{ t}$	
	výjimečná	$V_e = 194 \text{ t}$	

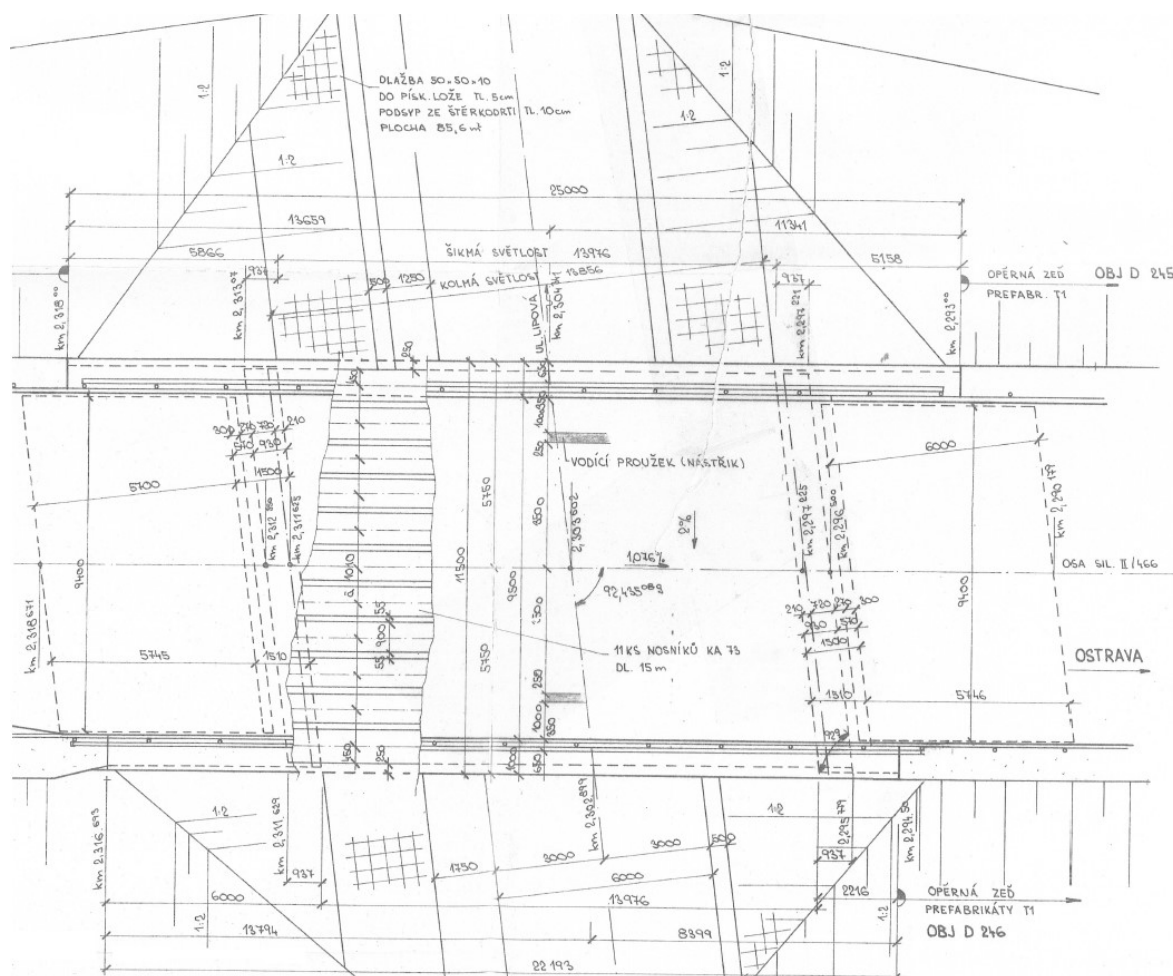
7.4 Původní výkresová dokumentace mostního objektu



Obrázek 61: Příčný řez objektu ev. č. 56-011 [35]



Obrázek 62: Podélný řez objektu ev. č. 56-011 [35]



Obrázek 63: Půdorys mostního objektu [35]

7.5 Údaje mostní konstrukce pro výpočty

Jelikož se jedná pouze o základní předběžný návrh, nebude zohledněna šikmost konstrukce (83°). Konstrukce bude pro výpočet uvažována jako kolmá. Nově zvolená délka nosné konstrukce bude 15 m, vzhledem k tomu, že rozbor je věnován náhradě nosníků KA, které jsou délky 15 m. S touto zvolenou délkou je spjata i geometrie spodní stavby, která bude upravena dle požadovaných rozměrů, pro potřeby délky nosné konstrukce. V příčném směru bude zachována šířka mostu 12,1 m a šířka nosné konstrukce 11,5 m. Uspořádání nosných prvků v příčném směru se bude měnit vždy v závislosti na zadání konkrétní konstrukce a definice její geometrie. Údaje ohledně svršku a vybavení mostu bude převzato z aktuální projektové dokumentace rekonstrukce mostu. Budou zhodnoceny požadavky pro návrh nových konstrukcí s ohledem na možnost zanechání nebo snížení celkové stavební výšky původní konstrukce, která činí 1 m. Výška byla stanovena geodetickým zaměřením. Tato výška se skládá z 0,7 m výšky prefabrikátu

a 0,3 m skladby vozovky a vyrovnávacího betonu na mostě. Nová stavební výška konstrukce bude složena ze skladby vozovky dle ČSN 73 6242 „Navrhování a provádění vozovek na mostech pozemních komunikací“ a TP170 „Navrhování vozovek pozemních komunikací“ hodnota skladby vozovky činí 0,13 m. Tudiž maximální požadavek na konstrukční výšku nové nosné konstrukce bude 0,87 m. [37]

Geometrie konstrukce:

- | | |
|----------------------------|---------------------------------|
| - Nosná konstrukce: | dle variantních řešení (7.2) |
| - Počet polí: | 1 |
| - Délka nosné konstrukce: | 15 m |
| - Úhel křížení: | 90° |
| - Volná šířka: | 11,50 m |
| - Šířka vozovky na mostě: | 9,50 m |
| - Šířka chodníku na mostě: | bez chodníku |
| - Celková šířka mostu: | 12,10 m |
| - Stavební výška: | 1 m [0,13 m + NK (max. 0,87 m)] |

7.6 Zatížení

Zatížení konstrukce a jejich kombinace pro posouzení nosné konstrukce se stanoví dle příslušných návrhových předpisů, tj. podle ČSN EN 1990 a zejména podle ČSN EN 1991-1-1 (Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb) a ČSN EN 1991-2. (zatížení mostů dopravou)

V rámci bakalářské práce jsou uvažovány následující zatížení a vlivy:

- vlastní tíha nosné konstrukce
- ostatní stálé zatížení (mostní svršek a vybavení mostu)
- zatížení dopravou (v práci je uvažováno pouze se soustavou LM1, LM2)

Jelikož se jedná o prvotní předběžný návrh nových konstrukcí a model zatížení LM3 se používají pouze tam, kde to stanoví příslušný úřad a model zatížení LM4 se uvažuje pouze v dočasných návrhových situacích, nejsou ve studii uvažovány. Modely zatížení na únavu jsou také zanedbány. Zanedbány jsou také vzhledem ke geometrii mostního objektu, umístění stavby a schématu nosné konstrukce další zatížení jako

např. vítr, teplota nebo sníh. V případě nezbytnosti by se postupovalo obdobně jako u ostatních zatížení, která jsou v tomto příkladu uvažována. [38] [39]

7.6.1 Stálá zatížení

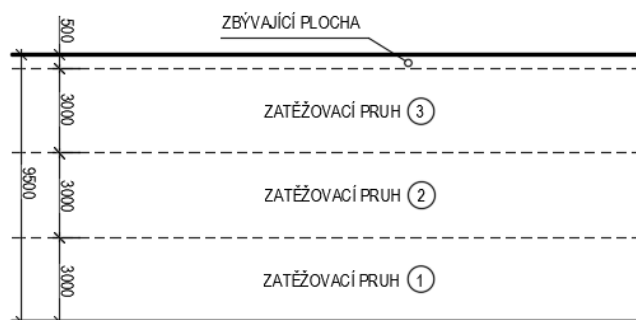
Stálé zatížení je tvořeno vlastní tíhou konstrukcí a vlastní tíhou doplňkových konstrukcí (skladba komunikace, římsy, svodidla, zábradlí aj.). Podrobný výpočet stálého zatížení je vypočten v kapitole (2.1) v příloze 1 této bakalářské práce.

7.6.2 Zatížení proměnná

Modely zatížení definované v normě se mají použít pro návrh mostů pozemních komunikací se zatěžovací délkou kratší než 200 m. V případě mostů delších než 200 m je v národní příloze uvedeno, že v částech nad 200 m se aplikuje rovnoměrné zatížení $q = 2,5 \text{ kN/m}^2$. Modely zatížení nepopisují skutečná zatížení, jsou vybrány tak, aby jejich účinek včetně dynamického zvýšení vyjadřoval účinek skutečné dopravy na nejzatíženějších tazích evropské silniční sítě. Dynamické zvětšení je zavedeno přímo do modelu zatížení mostů pozemních komunikací.

Modely zatížení se umísťují na vozovku o šířce w , která je definována mezi obrubníky nebo vnitřními líci svodidel. Tato šířka se rozdělí do jednotlivých zatěžovacích pruhů a zbývající plochu dle čl. 4.2.3 ČSN EN 1991-2.

V případě aplikace modelu zatížení na most v Ludgeřovicích šířka vozovky mezi obrubníky na mostě činí 9,5 m. Na most je tedy možné umístit tři zatěžovací pruhy šířky 3,0 m a zbývající plochu o šířce 0,5 m. Pořadí jednotlivých pruhů a jejich umístění na konstrukci je zvoleno pro vyčíslení ohybového momentu v rozhodujícím průřezu (uprostřed rozpětí) dle (Obr. 64). [38] [39]



Obrázek 64: Rozmístění zatěžovacích pruhů

Model zatížení 1 (LM1)

Základním modelem zatížení ve svislém směru je model zatížení 1 LM1. Tento model je složen ze dvou dílčích soustav:

- soustředěného zatížení (tandem systém – TS) od dvojnápravy s každou nápravou o tíze $\alpha_Q Q_k$, kde α_Q jsou regulační součinitelé a Q_k charakteristické hodnoty nápravových sil
- rovnoměrné zatížení (uniformly distributed load – UDL) o tíze 1 m^2 zatěžovacího pruhu $\alpha_q q_k$, kde α_q jsou regulační součinitele a q_k charakteristické hodnoty rovnoměrného zatížení

U LM1 se vždy v jednom zatěžovacím pruhu uvažuje pouze jedna kompletní dvojnáprava. Rovnoměrná zatížení se mají použít pouze v nepříznivých částech příčinkových čar ve směru podélném i příčném.

ČSN EN 1991-2 doporučuje vybrat regulační součinitele α podle očekávané dopravy a také podle třídy komunikace. [38] [39]

skupina pozemních komunikací	α_{Q1}	α_{Q2}	α_{Q3}	α_{q1}	α_{q2}	$\alpha_{q3,4}$	α_{qr}
1	1,0	1,0	1,0	1,0	2,4	1,2	1,2
2	0,8	0,8	0,8	0,45	1,6	1,6	1,6

Obrázek 65: Hodnoty regulačních součinitelů

Model zatížení 2 (LM2)

Model zatížení 2 je tvořen jednou dvounápravovou silou $\beta_Q Q_{ak}$, kde Q_{ak} je rovna 400 kN (včetně dynamického součinitele), která může působit v jakékoliv oblasti na vozovce. V případě potřeby je možné uvažovat pouze jedno kolo působící silou $200\beta_Q$ kN. Model je určen především pro krátké prvky o délce 3 až 7 metrů nebo pro lokální ověření. Součinitel β_Q je v národní příloze stanoven hodnotou 0,8. [38] [39]

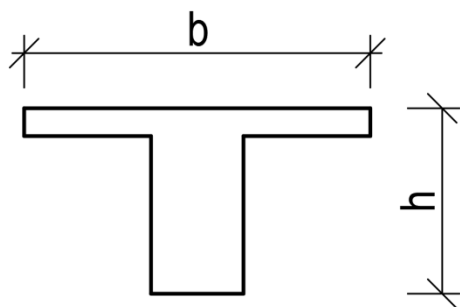
7.7 Nosníky betonové

Vady a poruchy, se kterými se nosníky KA a I potýkají, byly jedním ze zásadních důvodů k vytvoření nových typů mostních prefabrikátů. Postupně tak došlo k náhradě původních konstrukčních upořádání za nový systém prefabrikovaných nosníků bez vnitřních komor se spřahující monolitickou deskou. Jako podklad pro projektování mostů z prefabrikovaných nosníků slouží technické podmínky TP 54. Prefabrikované nosníky

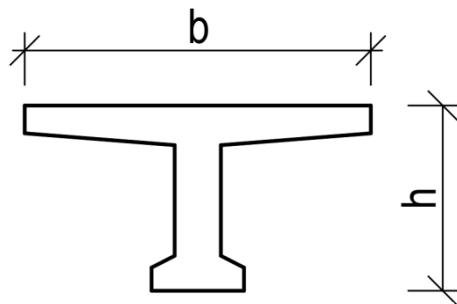
jsou v současnosti vyráběny zejména z betonu třídy C35/45 a vyšší a ve většině případů jsou předepnuty.

Hlavní nosná konstrukce mostu je tvořena betonovými prefabrikáty spolu s monolitickou železobetonovou deskou. Podporu pro zhotovení spřažené monolitické železobetonové desky tvoří ve fázi výstavby prefabrikáty, které se po zatvrdnutí desky s touto deskou příčně spojí do jediného konstrukčního celku. Zároveň povrch spřažené desky tvoří ideální podklad pro zhotovení izolace mostu.

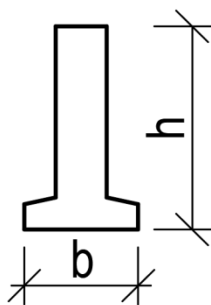
Výroba prefabrikovaných nosníků je prováděna ve tvaru široko-přírubového T nebo I. Konzoly prefabrikátu tvoří zároveň bednění spřahující desky. V případě prefabrikovaných nosníků tvaru obráceného T je bednění desky tvořeno pouze úzkou stěnou nosníku, na niž se ukládají desky ztraceného bednění. Také je možné použít klasické bednění, které se opře o spodní líc pásnic nosníku. U prefabrikovaných nosníků tvaru I je bednění desky tvořeno horní přírubou nosníku, na niž se ukládají desky ztraceného bednění, v tomto případě použití klasického bednění je komplikované.



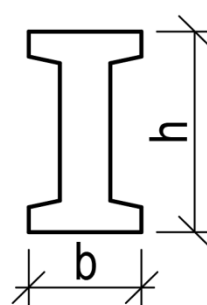
Obrázek 66: Široko-přírubový nosník tvaru T



Obrázek 67: Široko-přírubový nosník tvaru I



Obrázek 68: Nosník tvaru obráceného T



Obrázek 69: Nosník tvaru I

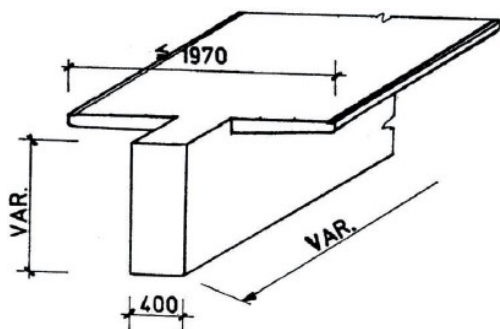
Nejčastějším typem spřahujícího prvku je betonářský výztuž. Ta většinou vyčnívá z horní části nosníku do prostoru spřahující desky. Návrh a provedení výztuže musí být uskutečněn tak, aby bylo zabezpečeno její řádné zakotvení jak v prefabrikovaném prvku, tak i v monolitické části průřezu. Spřažení prefabrikovaných a monolitických částí nosných

konstrukcí spřažených betonových mostů je významný proces ovlivňující kvalitu celého díla. [10]

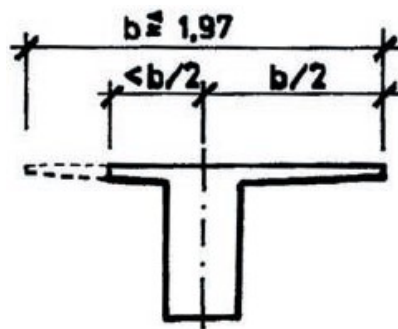
Nosníky MK-T

Jednou z možností náhrady nosníku KA a I je využití prefabrikovaných nosníků MK-T, jelikož vývoj těchto nosníků přímo navazuje na předchozí typové nosníky I-73 a KA-73. Nosník MK-T byl již z počátku navržen jako technologicky nejjednodušší tvar T.

Pro nosné konstrukce spřažených mostů z nosníku MK-T byl vypracován podklad pro projektování a užívání. V době zpracování tohoto podkladu jsou pro předem předpjaté nosníky MK-T standardně vyžívány předpínací lana maďarské výroby s označením Fe 7S 1770 R2 o průměru 15,5 mm. Pro dodatečně předpínané nosníky MK-T se používá vždy ucelených, certifikovaných předpínacích systémů, požadovaných odběratelem a/nebo investorem. Jako kabelové kanálky jsou zpravidla používány krepované trubky kruhového průřezu. Předem i dodatečně předpjaté nosníky MK-T, vyráběné ve výrobně ŽPSV v Liticích nad Orlicí, jsou standardně vyráběny z betonu C 45/55-XF2. V současnosti je standardní šířka stojiny 0,4 m. Šířka nosníků MK-T může být různá v rozmezí hodnot od 0,4 do 1,97 m. Je možné v případě potřeby šířku horních bednicích křídel libovolně (i nesymetricky) zmenšit, např. zkrácením vnějšího křídla krajního nosníku (Obr. 71). Výšku nosníku je možné s ohledem na tvar bednění volit prakticky libovolnou do výšky 1,65 m. Tloušťka bednicích křídel nosníku je prováděna dle konkrétních požadavků uvedených v projektové dokumentaci a činí na volném konci, nejsou-li jiné důvody, 0,08 – 0,1 m a ve vetknutí do stojiny 0,1 – 0,12 m. Spřažená konstrukce, jejíž základní část tvoří nosníky MK-T je zkompletována teprve po provedení zmonolitnění jednotlivých částí, skládajícím se z výztuže spřažené desky a koncových příčníků. Spřažená deska se obvykle provádí o konstantní tloušťce 0,22 m po celé délce nosníku z betonu C 30/37-XF2. Pro spřaženou desku i nadpodporové příčníky je obvykle využívána betonářská výztuž (R) 10505. Ta je předem vázána do armokošů a celé armokoše jsou poté vkládány do formy. Následně je provedeno protažení předpínacích lan armokošem s přesnou fixací polohy. Jelikož se u tohoto typu nosných konstrukcí neprovádí žádná vyrovnávací vrstva, je nutné, aby bylo dosaženo požadované přesnosti, přirozeně se zřetelem k možným tolerancím. [40]



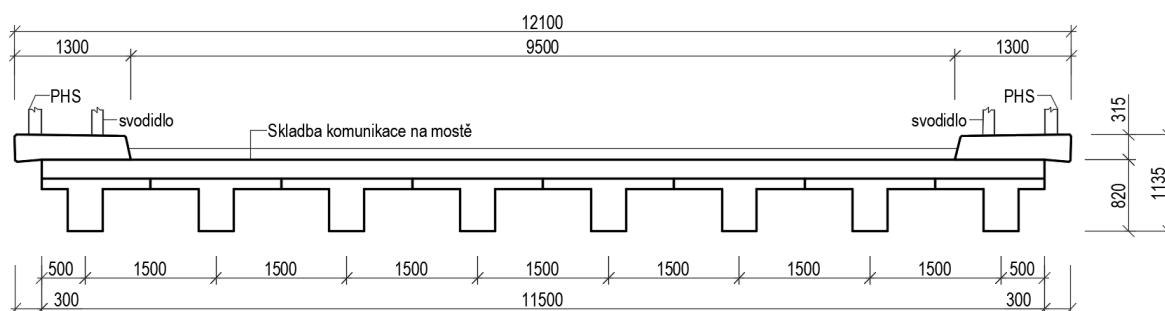
Obrázek 70: Schéma ukončení nosníku MK-T [40]



Obrázek 71: Úprava vnějšího křídla nosníku MK-T [40]

7.7.1 Rozbor proveditelnosti mostu z nosníků MK-T

Pro rozbor bude uvažován předem předpjatý nosník, jehož geometrické údaje jsou stanoveny podle vypracovaného podkladu pro projektování a užívání. Na základě maximálního požadavku na konstrukční výšku nové nosné konstrukce 0,87 m se nabízí pouze jedna výšková možnost jak vytvořit novou konstrukci z nosníku MK-T, abychom splnili tento požadavek. Nabízí se možnost použít nosník výšky 0,6 m se spráženou deskou 0,22, což splní požadavek na stavební výšku. Z hlediska šířkového uspořádání se nabízí širší škála možností vytvoření nosné konstrukce, jelikož šířka nosníku může být libovolná od 0,4 do 1,97 m. V rámci rozboru bude ukázána jedna možná varianta šířkového uspořádání. Ve variantě bude uvažováno s 8 nosníky MK-T, jejichž osová vzdálenost v poli je rovna hodnotě 1,5 m. Šířka pro okrajový krajní nosník bude uvažována 1,25 m na základě zkrácení délky bednicích křídel krajního nosníku.



Obrázek 72: Statické schéma příčného řezu konstrukce z nosníků MK-T

Únosnost nosníku MK-T:

TYP NOSNÍKU	$h_{\text{nosníku}}$ [mm]	h_{desky} [mm]	h_{celkem} [mm]	M_{ED} [kNm]	M_{RD} [kNm]	VYUŽITÍ
MK-T	600	220	820	983,73	3175,5	31%

7.8 Ocelobetonové nosníky

V kapitole (6) je uvedeno, že vhodnou kombinací různých dvou materiálů dochází k lepšímu využití jejich příznivých vlastností, čímž dojde k odstranění nedostatků těchto materiálů. Touto kombinací (ocel a beton) lze docílit progresivnějších konstrukcí, než v případě využití pouze jednoho z uvedených materiálů. Použití spřažené betonové desky s ocelí zvyšuje tuhost profilu a snižuje spotřebu oceli.

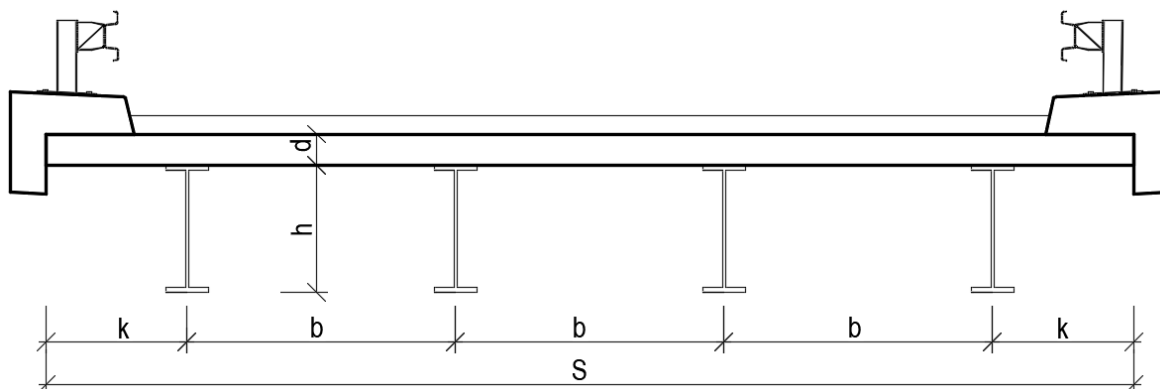
Jako podklad pro projektování ocelobetonových mostů slouží technické podmínky TP 79. Spřažené ocelobetonové mosty se navrhují většinou jako mosty s horní mostovkou a to jako ocelové plnostěnné nosníky nebo komorové ocelové průřezy. U mostů se spodní mostovkou se pak spřažení využívá pro příčnickovou mostovku, kde se spřahuje železobetonová deska mostovky s ocelovými příčníky. Výběr typu konstrukce závisí na hlavních parametrech mostu, a to zejména na šířce mostu, velikosti rozpětí, přípustné konstrukční výšce a počtu polí. Dále také na prostorových možnostech, způsobu výstavby a estetických požadavcích.

Existují dva základní typy návrhu nosníkových konstrukcí, rošt s více nosníky a dvoutrámové konstrukce, které jsou vhodné pro větší rozpětí. Výběr, zda se bude jednat o roštovou nebo trámovou konstrukci, je dán obvykle efektivitou návrhu na rozpětí mostu a jeho poměru k šířce mostu. V oblasti nad podporami bývají tyto konstrukce většinou opatřeny příčníky. Tyto příčníky slouží k zajištění celkové tuhosti nosné konstrukce.

Roštové konstrukce jsou tvořeny z více podélných nosníků. S ohledem na montáž konstrukce je vhodné volit sudé počty nosníků z toho důvodu, aby mohla montáž probíhat vždy po dvojicích spojených ztužidly, a zároveň aby byla zajištěna stabilita nosníků. Využívá se železobetonové desky nebo desky z předpjatého betonu. Za běžného stavu, kdy mostovka není zespodu ohrožována nepříznivými vlivy a z vrchu je chráněna celoplošnou izolací, se betonová deska mostovky navrhuje ze železobetonu v třídě min. C30/37 XF2. U roštových mostů se obvykle využívá mostovka o konstantní tloušťce. U dvoutrámových mostů je obvykle využívána deska s náběhy.

Spřažení ocelové a betonové části průřezu můžeme rozdělit do tří základních skupin, a to trny (poddajné spřažení), hřebenové lišty a kozlíky (nepoddajné spřažení). V současné době se hřebenové lišty a kozlíky téměř nevyužívají. Kombinace poddajného

a nepoddajného spřažení v konstrukcích, které se vzájemně ovlivňují a působí obdobným způsobem, není přípustná. [41]



Obrázek 73: Příčný řez nosníkového roštu

Tabulka 1: Doporučené rozměry roštových konstrukcí

Typ konstrukce	Rozpětí L	Výška stěny hlavního nosníku - h			vzdálenost nosníku - b	
		minimální doporučená	stlačená doporučená	optimální cca	běžná	při stlačené výšce
prostý nosník	9 - 15	$L / 36$	$L / 30$	$L / 25$	1,2 - 1,6 m	0,8 - 1,2 m

Tabulka 2: Doporučené tloušťky desky roštových konstrukcí

Typ konstrukce	Rozpětí L	Vyložení konzoly k		tloušťka desky d		
		bez chodníku	s chodníkem	při vzdálenosti nosníku		
				do 1,5	1,5 - 2,0 m	2,0 - 2,6 m
válcované nosníky	-	min. $b / 2$	min. $b / 3$	240 mm	270 mm	nedoporučuje se
		max. dop. 1,0	max. dop. 1,5			

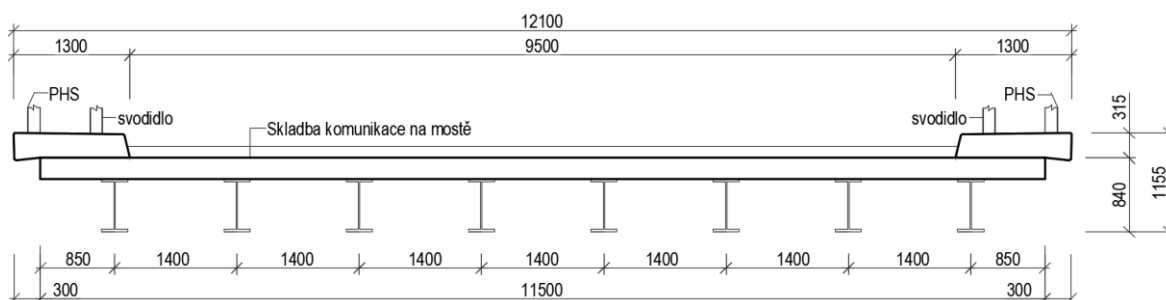
7.8.1 Rozbor proveditelnosti ocelobetonových nosníků

Pro docílení maximální požadované konstrukční výšky 0,87 m se nabízí na základě doporučených požadavků TP 79 nosníkový rošt z válcovaných nosníků HEB, kdy je možné stanovit konstrukční výšku ve třech různých variantách doporučených v tabulkách (Tab. 1, 2). Betonová deska je uvažována C30/37 a XF2, kdy její tloušťka u všech variant je stanovena na 0,24 m.

První varianta:

První varianta je stanovena na základě **optimální** výšky konstrukce dle (Tab. 1, 2). Na základě těchto požadavků jsou uvažovány nosníky **HEB 600**. Osové vzdálenosti

jednotlivých nosníků jsou stanoveny na 1,4 m a délka vyložení konzoly na 0,85 m. Na základě těchto vzdáleností je možné na mostní konstrukci umístit 8 kusů nosníků.



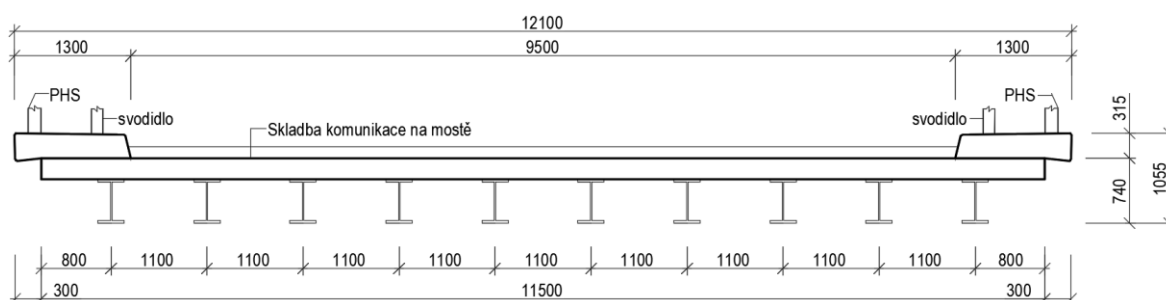
Obrázek 74: Statické schéma příčného řezu konstrukce z nosníků HEB 600

Únosnost nosníku HEB 600:

OCEL [Mpa]	$h_{\text{nosníku}}$ [mm]	BETON [Mpa]	h_{desky} [mm]	h_{celkem} [mm]	M_{ED} [kNm]	M_{RD} [kNm]	VYUŽITÍ
235	600	C 30/37	240	840	1403,36	2543,7	55%

Druhá varianta:

Druhá varianta je stanovena na základě doporučené stlačené výšky konstrukce dle (Tab. 1, 2). Na základě těchto požadavků jsou uvažovány nosníky HEB 500. Osové vzdálenosti jednotlivých nosníků jsou stanoveny na 1,1 m a délka vyložení konzoly na 0,8 m. Na základě těchto vzdáleností je možné na mostní konstrukci umístit 10 kusů nosníků.



Obrázek 75: Statické schéma příčného řezu konstrukce z nosníků HEB 500

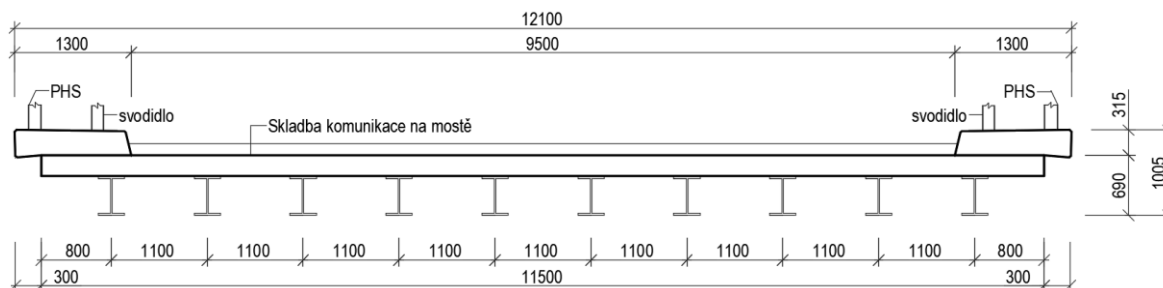
Únosnost nosníku HEB 500:

OCEL [Mpa]	$h_{\text{nosníku}}$ [mm]	BETON [Mpa]	h_{desky} [mm]	h_{celkem} [mm]	M_{ED} [kNm]	M_{RD} [kNm]	VYUŽITÍ
235	500	C 30/37	240	740	1159,7	1900,4	61%

Třetí varianta:

Třetí varianta je stanovena na základě doporučené **minimální** výšky konstrukce dle (Tab. 1, 2). Na základě těchto požadavků jsou uvažovány nosníky **HEB 450**. Osové

vzdálenosti jednotlivých nosníků jsou stanoveny na 1,1 m a délka vyložení konzoly na 0,8 m. Na základě těchto vzdáleností je možné na mostní konstrukci umístit 10 kusů nosníků.



Obrázek 76: Statické schéma příčného řezu konstrukce z nosníků HEB 450

Únosnost nosníku HEB 450:

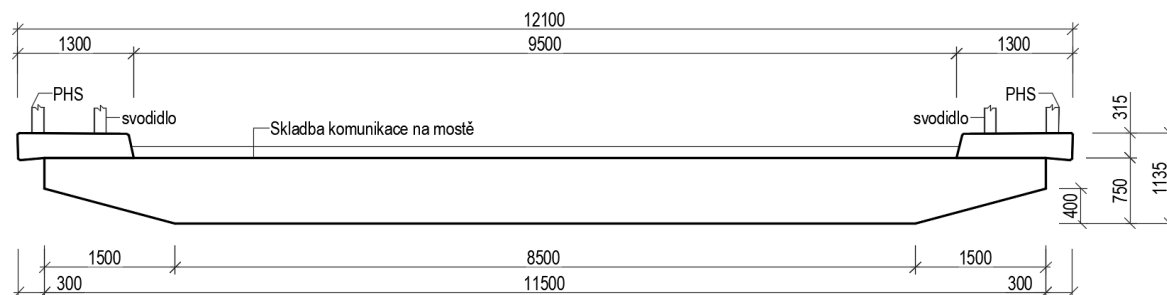
OCEL [Mpa]	$h_{\text{nosníku}}$ [mm]	BETON [Mpa]	h_{desky} [mm]	h_{celkem} [mm]	M_{ED} [kNm]	M_{RD} [kNm]	VYUŽITÍ
235	450	C 30/37	240	690	1163,2	1657,2	70%

7.9 Deskové mosty

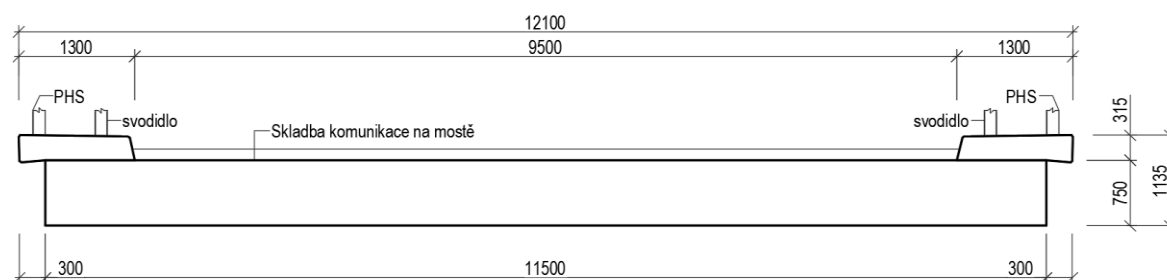
O deskových mostech byla již zmínka v kapitole (6), ve které byly popsány výhody a nevýhody tohoto druhu mostu. Tento druh mostu je vhodný uplatnit zejména pro mosty menších rozpětí, u kterých jsou požadavky na malou konstrukční výšku. Konstrukční výška pro železobetonové silniční mosty se uvažuje v rozmezí $1/12 - 1/20$ délky mostu a u předpjatých mostů v rozmezí $1/15 - 1/30$. Nejjednodušší příčný řez je plná monolitická deska s obdélníkovým průřezem. Nevýhodou tohoto průřezu je větší vlastní tíha, ta se dá vhodným vylehčením konstrukce snížit například úpravou příčného řezu na lichoběžník. Uložení na podpěry může být provedeno jako prosté, spojitě nebo rámové. Na jednotlivých podpěrách mohou být desky uloženy lokálně nebo liniově. Toto uložení má zásadní vliv na namáhání deskové konstrukce v podélném i příčném směru. Lokální podepření je možno realizovat jednotlivým ložiskem nebo sloupovou podpěrrou vetknutou do desky. Liniové podepření může být realizováno například pomocí řad ložisek v dostatečně malých osových vzdálenostech nebo pomocí koncového příčnicku podporovaného omezeným počtem ložisek. [1] [3]

7.9.1 Rozbor proveditelnosti deskového mostu

Pro rozbor bude uvažován základní obdélníkový průřez, jehož výška byla stanovena na hodnotu 0,75 m. Také se nabízí možnost vylehčení konstrukce vytvořením náběhů.



Obrázek 77: Statické schéma příčného řezu deskové konstrukce s náběhy



Obrázek 78: Statické schéma příčného řezu obdélníkové deskové konstrukce

Únosnost deskového mostu:

h_{desky} [mm]	BETON [Mpa]	OCEL [Mpa]	VÝZTUŽ	M_{ED} [kNm]	M_{RD} [kNm]	VYUŽITÍ
			\varnothing / VZDÁLENOST			
750	C 30/37	550	25 / 80 [mm]	1591,63	1772,9	90%

V rámci této kapitoly je uvedeno nadimenzování nejvyššího ohybového momentu, který působí na deskové konstrukci. Detailní návrh výztuže deskové konstrukce včetně ověření konstrukčních zásad je uveden v příloze 2 bakalářské práce.

7.10 Integrované konstrukce

Na mostní konstrukci působí celá řada vlivů, jako reologické jevy v betonu (dotvarování, smršťování), roztažnost nosné konstrukce (rozdílná pro různé materiály) a v menší míře vodorovné deformace nosné konstrukce způsobené od odstředivých sil a od sil brzdových a rozjezdových. Tyto vlivy způsobují změnu délky nosné konstrukce mostu. Vzniká tedy otázka, jak tyto vlivy eliminovat. Jednou z možností je oddělit nosnou

konstrukci mostů od komunikace a spodní stavby mostními závěry a ložisky. Mostní závěry jsou obvykle náchylné k celé řadě nejrůznějších poruch, především k zatékání vody do spodní stavby, viz kapitola (2.2), kdy špatné provedení a následné neplnění funkce mostních závěrů mají za následek u nosníku KA a I korozi kotevních desek předpínací výztuže. Mostní závěry a ložiska také nesou určitá omezení v souvislosti s jejich údržbou nebo případnou výměnou. V celé řadě vyspělých zemí se snaží o snížení provozních nákladů, za využití konstrukčních řešení, které eliminují použití mostních závěrů a ložisek. K této eliminaci je možné využít mostní konstrukci neobsahující mostní závěry a ložiska. Takový typ konstrukce lze označit jako tzv. „integrováný most“. V současné době jsou integrované mosty běžně využívaným typem mostní konstrukce a lze je chápat jako konstrukce rámové, jejichž hlavní nosná konstrukce působí společně se spodní stavbou a je ovlivněna zemním tělesem přechodové oblasti. Charakteristickou vlastností integrovaných mostů je plynulý přechod vozovky z přilehlého zemního tělesa na mostní konstrukci bez použití mostních závěrů. S nosnou konstrukcí jsou opěry integrovaného mostu pevně spojeny a vlivem teplotní roztažnosti se pohybují ve vodorovném směru společně s mostem.

Tato skutečnost v porovnání s tradičními mosty vede k odlišnostem v návrhu opěr i hlavní nosné konstrukce integrovaného mostu. Z hlediska odlišnosti lze hovořit o omezení dilatačních posunů vlivem vytvořeného rámového rohu v místě opěry, z důvodu monolitického spojení nosné konstrukce s opěrou. Vlivem dopravního a také i teplotního zatížení nosné konstrukce dochází k deformaci opěr z důvodu spolupůsobení nosné konstrukce se spodní stavbou a přilehlé zeminy. V případě návrhu je možné základní odlišnost integrovaných mostů oproti tradičním mostům shrnout jako zahrnutí spodní stavby a přilehlé zeminy do výpočetního modelu konstrukce.

Není nutností vytvořit pouze plně integrované mosty pro nové mostní konstrukce. Lze také využít mostní konstrukce, které vytváří přechod mezi tradičními a integrovanými mosty, a to polointegrované mosty. Polointegrovaný most je definován jako integrovaný most, jehož opěry jsou buď provedeny s ložisky a bez mostních závěrů, nebo bez ložisek a s mostními závěry. [1] [42] [43]



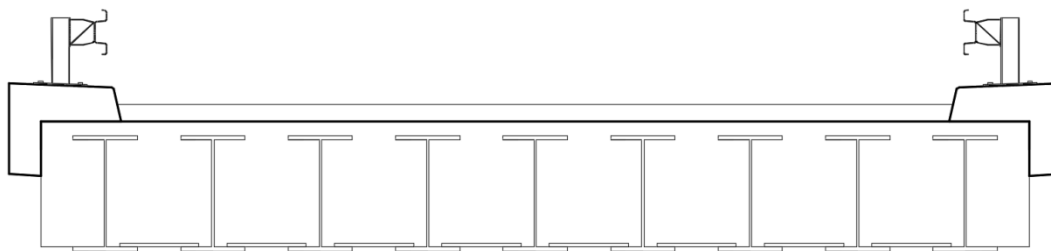
Obrázek 79: Schéma integrovaného mostu



Obrázek 80: Schéma tradičního mostu

7.11 Desky s tuhou výztuží

Další specifickou záležitostí mostního stavitelství jsou desky, jejichž hlavní podélnou výztuž tvoří ocelové nosníky zabetonované prakticky na celou výšku nosníku. Konstrukce tohoto typu jsou hovorově nazývány „zabetonované nosníky“. Výhodou tohoto typu konstrukce oproti ocelobetonovým konstrukcím je především ta, že u ocelobetonových nosníků je betonová deska nad nosníky, ale v případě zabetonovaných nosníků jsou nosníky součástí betonové desky. Z tohoto důvodu dojde ještě k výraznějšímu snížení konstrukční výšky. [1]



Obrázek 81: Schéma příčného řezu deskové konstrukce s tuhou výztuží (zabetonované nosníky)

7.12 Vyhodnocení rozboru

V rámci rozboru mostního objektu ev. č. 56-011 v obci Ludgeřovice jsou demonstrovány možné konstrukční řešení mostních konstrukcí, které by mohly nahradit prefabrikované nosníky KA-73 po vyčerpání jejich životnosti s ohledem na požadovanou výšku nosné konstrukce (0,87 m), dle doporučených podkladů pro projektování.

První z možností je náhrada za nové typy nosníků, konkrétně předem předpjaté prefabrikované nosníky MK-T. Tato varianta náhrady je vhodná, ale nevykazuje možnou nejnižší konstrukční výšku. Konstrukční výška nosníku MK-T činí 0,82 m. Nejnižší konstrukční výšky lze dosáhnout za využití druhé možnosti, a to ocelobetonových nosníků. Zejména nosníků HEB 450, které se spřaženou betonovou deskou dosahují výšky 0,69 m.

Nicméně tato dosažená výška je na úkor počtu umístěných nosníků na mostní konstrukci, kterých je pro dosažení této výšky nutno umístit 10 kusů. Tudíž je na zvážení, zda by byl takový návrh efektivní. U těchto typů konstrukcí, které vytváří jeden celek až po zmonolitnění spřahující desky s nosníky je požadovaná vysoká náročnost na přípravu a provádění desky, především na ošetřování betonu. Z důvodu malé tloušťky desky, na rozdíl od běžných monolitických konstrukcí, je deska velmi náchylná ke vzniku smršťovacích trhlin, které jsou zapříčiněny objemovými změnami betonu v počátečních fázích zrání betonu. Výhoda těchto konstrukcí je jejich rychlá doba výstavby, jelikož poměrně velkou část výroby je možno přesunout do výrobních závodů, čímž dojde ke zkrácení celkové doby výstavby na mostním objektu. S omezením práce na staveništi je také spojena zvýšená kvalita výrobků, kdy výroba v továrně dosahuje vyšší kvality a efektivity.

V případě deskového mostu je minimální požadovaná výška stanovena na 0,75 m. Tato varianta sice nevykazuje nejnižší dosaženou konstrukční výšku, ale splňuje požadavek na snížení celkové konstrukční výšky. Výhodou této konstrukce je především jednoduché provádění, velká spolupůsobící šířka a menší pravděpodobnost vzniku trhlin ve srovnání s trámovými mosty. Nicméně nevýhodou tohoto typu konstrukce je absence prefabrikace, tudíž je nutné, aby konstrukce byla provedena na staveništi, čímž dojde k prodloužení doby výstavby. Výhodou monolitické konstrukce je její variabilita, která nabízí možné řešení, jak upravit na krajích mostu konstrukční výšku s pomocí vytvoření náběhů na deskovém mostě. Tato úprava by mohla částečně vypomoci s navýšením výšky průjezdního prostoru, jelikož z fotodokumentace v kapitole (5.2) je možné vidět, že komunikace, která vede pod mostním objektem, je vedena ve sklonu. Tudíž je patrné, že jedna strana mostu, která se nachází výše, je náchylnější na průjezd vozidel, a právě náběhy by mohly dopomoci k navýšení této výšky.

Další možností náhrady je využití desky s předpjatou výztuží nebo desky s tuhou výztuží (zabetonované nosníky). Značnou předností u zabetonovaných nosníků je poměrně velká trvanlivost a snadná a rychlá výstavba, jelikož lze využít nosníků, které se pouze dopraví na staveniště. Tyto dvě varianty by mohly vést ke snížení hodnoty stanovené výšky deskového mostu.

Tyto veškeré konstrukce se jeví z hlediska možné kontroly a možného vzniku závad výhodnější, než nosníky KA a I. Tudíž by u těchto konstrukcí měla být daleko větší

životnost. Nicméně všechny konstrukce, které byly doposud zmíněny, obsahují mostní závěry a také ložiska, které jsou častým zdrojem poruch na mostní konstrukci. Pouze jeden typ konstrukce, a to integrované mosty, mají absenci mostních závěrů a také ložisek. Absencí mostních závěrů je možné docílit delší životnosti mostního objektu a snížit nároky i náklady na údržbu.

Vzhledem k uvedeným skutečnostem a zvoleným parametrům materiálů a rozměrům nových konstrukcí s ohledem na konstrukční výšku objektu mají dle mého názoru potenciál pro vytvoření detailního rozboru tyto typy konstrukcí:

- a) V případě vytvoření konstrukce, která by měla potenciál nejvyšší životnosti – **Integrovaný most**
- b) V případě požadavku na rychlou dobu výstavby – **prefabrikované nosníky, ocelobetonové nosníky**
- c) V případě nejvhodnějšího konstrukčního řešení – **deskový most**

Veškeré konstrukce, které byly podrobeny výpočtu únosnosti s ohledem na jejich zvolené parametry a zatížení, vyhověly tomuto požadavku. Nicméně je důležité zdůraznit, že tento provedený rozbor je pouze první aproximace finálního řešení, protože v návrhu nejsou zohledněny ostatní faktory ovlivňující reálný návrh. Konstrukce by musely být také vyšetřovány na druhý mezní stav (mezní stav použitelnosti), který by mohl mít vliv na celkový návrh jednotlivých konstrukcí. Negativně pro rozvoj napjatosti působí především časové změny betonu (dotvarování a smršťování), které díky měnícím se vlastnostem betonu v čase a při dlouhodobých zatíženích mění rozložení napětí po výšce průřezu. Dalšími vlivy ovlivňující návrh, mohou být nerovnoměrné sedání podpor, nerovnoměrné změny teplot, poddolování, seismicita atd.

ZÁVĚR

Mostní konstrukce pozemních komunikací z komorových prefabrikovaných nosníků (KA a I) vyráběné v minulém století skrývají spoustu vad a poruch, jelikož v době jejich výstavby nebyl kladen dostatečný důraz na návrh, výrobu a také provádění konstrukce jako je tomu dnes. Docházelo k podcenění, někdy i pomíjení technologických postupů. Navíc údržba a opravy jsou v případě obtížně přístupných komor poměrně náročné, ne-li zcela nemožné.

V současnosti je z hlediska udržitelnosti těchto mostních konstrukcí nejdůležitější pravidelné provádění řádných mostních prohlídek, kontrola stavu jednotlivých mostních objektů a jejich celků tak, aby nedošlo k nekontrolovatelnému poškození konstrukce degradací, s cílem umožnění tzv. kontrolovaného dožití hlavní nosné konstrukce mostu minimálně do doby, kdy bude moci být nahrazena nebo komplexně zrekonstruována. V případě dosažení životnosti nevyhovujícího stavu konstrukce je důležité, aby byla konstrukce v co nejkratším čase nahrazena novou nosnou konstrukcí.

V rámci záměny nevyhovující konstrukce je velmi těžké zhodnotit jaká konstrukce je nejvhodnější pro náhradu těchto mostních konstrukcí, protože každá konstrukce vyžaduje svůj individuální přístup s ohledem na lokální podmínky (důležitost dopravního tahu, prostorová omezení, finanční náročnost, vliv prostředí, apod.). Důležité je, aby u nově navržené mostní konstrukce byla zajištěna její použitelnost, spolehlivost a trvanlivost, v rámci celého životního cyklu konstrukce. Také je velmi důležité, aby v případě projekce či realizace byly vždy striktně dodržovány postupy nejen v souladu s dokumenty ČSN resp. ČSN EN (technické normy), TP (technické podmínky), TKP (technické kvalitativní podmínky), ale také v souladu s požadavky investorů a budoucích správců.

SEZNAM POUŽITÉ LITERATURY

- [1] ŠAFÁŘ, Roman. *Betonové mosty 2: přednášky*. Praha: České vysoké učení technické, 2014.
- [2] TOMEK, Jan a Zdeněk KLEISNER. *Betonové mosty II*. 2. přeprac. vyd. Brno: VUT, 1989.
- [3] KLUSÁČEK, Ladislav. *Betonové mosty I: Modul M02, Nosné konstrukce mostů*. Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, b.r.
- [4] NAVRÁTIL, Jaroslav. *Předpjaté betonové konstrukce*. Brno: Akademické nakladatelství CERM, 2004.
- [5] ŠTÁTNY ÚSTAV PRE PROJEKTOVANIE DOPRAVNÝCH STAVIEB - DOPRAVOPROJEKT. *Konštrukcie cestným a diaľničným mostov z prefabrikátov KA-73 dĺžky 9-12-15-18 m: Typový podklad, časť A*. Bratislava, 1973.
- [6] ŠTÁTNY ÚSTAV PRE PROJEKTOVANIE DOPRAVNÝCH STAVIEB - DOPRAVOPROJEKT. *Konštrukcie cestným a diaľničným mostov z prefabrikátov I 73 dĺžky 21-24-27-30 m: Typový podklad, časť A*. Bratislava, 1973.
- [7] VÍTEK, Jan. *Historie předpjátého betonu*. 1. vydání. Praha: ČKAIT, 2016. Betonové stavitelství. ISBN 978-80-87438-84-8.
- [8] POKORNÝ, Jiří a Hynek ŠERTLER. *Mosty: část první*. Pardubice: Univerzita Pardubice; Katedra dopravní infrastruktury.
- [9] VOVES, Bohumír. *Vývoj předpjatých deskových mostů v ČSR*. Beton: technologie - konstrukce - sanace. 2003, 5.
- [10] MINISTERSTVO DOPRAVY. *Odbor pozemních komunikací, TP 54. Technické podmínky: Železobetonové desky spřažené s prefa nosníky mostů pozemních komunikací*. PONTEX spol, 2014.
- [11] ŽÍDEK, Libor. *Technická měření a diagnostika staveb: Diagnostika betonových a železobetonových konstrukcí*.
Dostupné také z: https://www.fast.vsb.cz/export/sites/fast/206/cs/resene-projekty/frvs-2009-2529/6_diagnostika_betonovych_a_zelezobetonovych_konstrukci.pdf
- [12] SUZA, Igor a Adam MIKULÍK. *Hitparáda mostní patologie*. Prohlídkáři [online]. Mostní a silniční, 2011 [cit. 2019-02-05].
- [13] SUZA, Igor a Adam MIKULÍK. *Pravda o příčném roznosu tyčových prefabrikátů*. Prohlídkáři [online]. Brno: Mostní a silniční, 2005 [cit. 2019-02-05].
- [14] POŠVÁŘOVÁ, Miloslava. *Příčiny a predikce poruch mostních vozovek a izolací mostů*. Technologie, PR [online]. 2009 [cit. 2019-02-05].
- [15] MÍČKA, Tomáš. *Diagnostický průzkum - Most ev. č. D5-010..1, D5-010..2 v km 9,144: D5 oprava mostů Loděnice*. PONTEX, 2017.
- [16] MÍČKA, Tomáš. *Diagnostický průzkum - Most ev. č. D5-013..1, D5-013..2 v km 10,281: D5 oprava mostů Loděnice*. PONTEX, 2017.
- [17] MATOUŠEK, Milan a Rostislav DROCHYTKA. *Atmosférická koroze betonů*. vyd. 1. Praha: IKAS, 1998.
- [18] EMMONS, Peter, Rostislav DROCHYTKA a Zdeněk JEŘÁBEK. *Sanace a údržba betonu v ilustracích: rozbor problematiky : strategie sanace : technologie*. Brno: CERM, 1999.

- [19] DROCHYTKA, Rostislav. *Technické podmínky pro sanace betonových konstrukcí TP SSBK III*. 1. vyd. Brno: Sdružení pro sanace betonových konstrukcí, 2012.
- [20] MINISTERSTVO DOPRAVY. *Odbor pozemních komunikací, TP 175. Stanovení životnosti betonových konstrukcí objektů pozemních komunikací: Technické podmínky*. SVÚOM s.r.o., 2006.
- [21] KOVALČÍKOVÁ, Hana. *Vliv změn v pórové struktuře betonu na aktuální trvanlivost ŽB a předpjatých konstrukcí*. Brno, 2011. Diplomová práce. Vysoké učení technické v Brně.
- [22] KRÁLOVÁ, Helena a Břetislav TEPLÝ. *Koncentrace oxidu uhličitého - karbonatace betonu - koroze výztuže*. BETON - Technologie, Konstrukce, Sanace [online]. 2001, 5, 44-45 [cit. 2019-02-05].
- [23] MACHÁČEK, Tomáš. *Koroze železobetonových konstrukcí a způsob jejich ochrany*. Technologie [online]. 2006 [cit. 2019-02-05].
- [24] PERTOLD, Zdeněk, Šárka ŠACHLOVÁ, Aneta ŠŤASTNÁ, Vlastimil BÍLEK ML., Kateřina KRUTILOVÁ, Vlastimil BÍLEK ST. a Libor TOPOLÁŘ. *Alkalicko-křemičitá reakce v České republice a možnosti její eliminace*. BETON - Technologie, Konstrukce, Sanace [online]. 2014, 2 [cit. 2019-02-05].
- [25] ŽÍDEK, Libor. *Osobní archiv*.
- [26] MÍČKA, Tomáš. *Archiv diagnostické skupiny*. Pontex.
- [27] MINISTERSTVO DOPRAVY. *Odbor infrastruktury, TP 72: Diagnostický průzkum mostů PK*. Pontex spol s.r.o., 2008.
- [28] MINISTERSTVO DOPRAVY. *Odbor silniční infrastruktury, TP 216. Technické Podmínky: Navrhování, provádění, prohlídky, údržba, opravy a rekonstrukce ocelových a ocelobetonových mostů PK*. PRAGOPROJEKT a.s., 2009.
- [29] MINISTERSTVO DOPRAVY. *Odbor pozemních komunikací. Metodický pokyn: Oprávnění k výkonu prohlídek mostních objektů pozemních komunikací*. DIVYP Brno, 2016.
- [30] PLACHÝ, Jan a Jan HORSKÝ. *Nedestruktivní průzkum poruch vozovkového souvrství na mostech s betonovou mostovkou a hydroizolační vrstvou z asfaltových pásů*. Zajímavosti [online]. 2015 [cit. 2019-02-05].
Dostupné z: <http://www.silnice-zeleznice.cz/clanek/nedestruktivni-pruzkum-poruch-vozovkového-souvrstvi-na-mostech-s-betonovou-mostovkou-a-hydroizolacni-vrstvou-z-asfaltových-pasu/>
- [31] Přehledy z informačního systému o silniční a dálniční síti ČR: stav k 1.1.2019. Česká republika: Ředitelství silnic a dálnic ČR, Odbor silniční databanky a NDIC, 2019.
- [32] BILČÍK, Juraj. *Diagnostika betonových konstrukcí*. In: ABS-portal.cz [online]. 2008 [cit. 2019-02-05].
Dostupné z: <https://www.asb-portal.cz/stavebnictvi/zaklady-a-hruba-stavba/cement-a-beton/diagnostika-betonovych-konstrukci>
- [33] BLATA, Jan a Janusz JURASZEK. *Metody technické diagnostiky: teorie a praxe*. Ostrava: Vysoká škola báňská - Technická univerzita Ostrava, 2013.
- [34] HOBST, Leonard, Jiří ADÁMEK, Petr CIKRLÉ a Pavel SCHMID. *Diagnostika stavebních konstrukcí: Přednášky*. Brno: Vysoké učení technické v Brně; Fakulta stavební, 2005.
- [35] VENCLÍK, Luděk. *I/56 Ludgerovice, most ev.č. 56-011: A. Průvodní zpráva; B. Souhrnná technický zpráva*. Geoengineering spol. s r.o. Ostrava, 2018.

- [36] ŽÍDEK, Libor. *Stavebně technický průzkum mostního objektu ev. č. 56-011 v obci Ludgeřovice: Odborný posudek*. VŠB-TU Ostrava, FAST, 2018.
- [37] MINISTERSTVO DOPRAVY. *Navrhování vozovek pozemních komunikací – TP 170*. Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, 2004.
- [38] ŠAFÁŘ, Roman. *Betonové mosty 1: přednášky*. 1. vyd. Praha: České vysoké učení technické, 2010.
- [39] ČAMBULA, Jaroslav. *Navrhování mostních konstrukcí podle Eurokódů. 1. vyd. Praha: Ministerstvo dopravy a Česká komora autorizovaných inženýrů a techniků činných ve výstavbě (ČKAIT), 2010. Technická knihovna (ČKAIT).*
- [40] KUBÍČEK, Josef. *Nosné konstrukce spřažených mostů z nosníků MK-T: Podklad pro projektování a užívání 2004*. Kubiček Consult Liberec, b.r.
- [41] MINISTERSTVO DOPRAVY. *Odbor pozemních komunikací, TP 79 - Navrhování spřažených ocelobetonových mostů pozemních komunikací*. Praha: Pontex, 2014.
- [42] KŘÍŽEK, Jaromír. *Integrované mosty*. Praha, 2009. Disertační práce. České vysoké učení technické v Praze - Fakulta stavební.
- [43] MINISTERSTVO DOPRAVY. *TECHNICKÉ PODMÍNKY – TP 261 - Integrované mosty*. ČVUT v Praze, Fakulta stavební, 2009.

SEZNAM POUŽITÝCH NOREM

ČSN 73 6221	Prohlídky mostů pozemních komunikací; Praha: Český normalizační institut, 2011.
ČSN 73 6101	<i>Projektování silnic a dálnic</i> ; Praha: Český normalizační institut, 2004.
ČSN 73 6110	<i>Projektování místních komunikací</i> ; Praha: Český normalizační institut, 2006.
ČSN 73 6201	<i>Projektování mostních objektů</i> ; Praha: Český normalizační institut, 2008.
ČSN EN 1990	<i>Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí</i> ; Praha: Český normalizační institut, 2004.
ČSN 73 6242	<i>Navrhování a provádění vozovek na mostech pozemních komunikací</i> ; Praha: Český normalizační institut, 2010.
ČSN EN 1991-1-1	<i>Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-1: Obecná zatížení – Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb</i> ; Praha: Český normalizační institut, 2004.
ČSN 1991-2	<i>Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 2: Zatížení mostů dopravou</i> ; Praha: Český normalizační institut, 2008.
ČSN 1992-1-1	<i>Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby</i> ; Praha: Český normalizační institut, 2006.
ČSN 1992-2	<i>Eurokód 2: navrhování betonových konstrukcí – Část 2: Betonové mosty – Navrhování a konstrukční zásady</i> ; Praha: Český normalizační institut, 2007.
ČSN 1993-1-1	<i>Eurokód 3: Navrhování ocelových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby</i> ; Praha: Český normalizační institut, 2006.
ČSN 1994-1-1	<i>Eurokód 4: Navrhování spřažených ocelobetonových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby</i> ; Praha: Český normalizační institut, 2006.
ČSN 1994-2	<i>Eurokód 4: Navrhování spřažených ocelobetonových konstrukcí – Část 2: Obecná pravidla a pravidla pro mosty</i> ; Praha: Český normalizační institut, 2007.

POUŽITÉ PROGRAMY

SCIA Engineer 18.1 (studentská verze) – <https://www.scia.net/cs/software/scia-engineer>

AutoCAD 2017 (Autodesk) – <https://www.autodesk.cz>

Microsoft Office Excel 2010 – <https://www.office.com>

Microsoft Office Word 2010 – <https://www.office.com>

SEZNAM OBRÁZKŮ

Obrázek 1: Spára mezi nosníky KA [5].....	17
Obrázek 2: Spára mezi nosníky I [6]	17
Obrázek 3: Prefabrikované nosníky z počátku 50. let [2].....	18
Obrázek 4: Nosníky MPD 1, 2 příčná skladba [9].....	18
Obrázek 5: Nosníky MPD 3, 4 příčná skladba [9].....	18
Obrázek 6: Nosníky MPD 5, 6 příčná skladba [9].....	18
Obrázek 7: Nosník ŽMP 62 [2]	18
Obrázek 8: Nosník ŽMP 62 [2]	18
Obrázek 9: Nosníky BUREŠ [2].....	18
Obrázek 10: Nosníky MJ - 69 [2]	18
Obrázek 11: Nosník KA-73	18
Obrázek 12: Nosník I-73.....	18
Obrázek 13: Nosníky KA (komory v nosnících) [7]	20
Obrázek 14: Nosníky I (komory vytvořené z nosníku) [7]	20
Obrázek 15: Tabulka druhů nosníků [5]	23
Obrázek 16: Pohled na čelo nosníku KA-73 (nosník 9 m) [5]	23
Obrázek 17: Řez B nosníkem KA-73 (nosník 9 m) [5]	23
Obrázek 18: Podélný řez nosíkem KA-73 (nosník 9 m) [5]	24
Obrázek 19: Pohled na čelo nosníku I-73 (nosník 21 m) [6].....	25
Obrázek 20: Řez B nosníkem I-73 (nosník 21 m) [6].....	25
Obrázek 21: Podélný řez nosíkem I-73 (nosník 21 m) [6]	25
Obrázek 22: Korozní proces u zabetonované ocelové výztuže [18].....	30
Obrázek 23: Průběh karbonatce na konstrukci [18].....	31
Obrázek 24: Koroze bludnými proudy [18].....	32
Obrázek 25: Pronikání chloridů do konstrukce [18].....	33
Obrázek 26: Alkalicko-křemičitá reakce na nosníku KA.....	34
Obrázek 27: Průběh alkalické reakce kameniva [18]	35
Obrázek 28: Poškozené vozovkové souvrství [25].....	37
Obrázek 29: Odebrané vzorky z vývrtu vozovkového souvrství [25].....	37
Obrázek 30: Koroze čel nosníku I	37
Obrázek 31: Koroze čel nosníku KA [25]	37
Obrázek 32: Odtok vody z komory mostu po odvrtání ucpané odvodňovací trubky [25] ..	37
Obrázek 33: Laminární koroze odvodňovače, inkrustace, vápenné výluhy v nosníku [15]	37
Obrázek 34: Povrchová a laminární koroze předpínacích drátů, vlhká drolící se injektáž, 3ks volných drátů [15]	38
Obrázek 35: Pohled do nezaijektovaného kanálku, koroze předpínacích drátů [25].....	38
Obrázek 36: Poškození podélné spáry mezi nosníky I [26].....	38
Obrázek 37: Masivní koroze předpínací výztuže ve zvedaném kabelu, která vedla až k jeho destrukci [26]	38
Obrázek 38: Odpadlá krycí vrstva předpínací výztuže, obnažená a zcela zkorodovaná chránička [16]	38
Obrázek 39: Trhliny kopírující trajektorii zvedané předpínací výztuže u bočního nosníku [16].....	38
Obrázek 40: Spřahovací trny	39
Obrázek 41: Výztuž spřažené desky	39
Obrázek 42: Počet mostů dle stavu nosné konstrukce nebo spodní stavby, stav k 1. 1. 2019, celkem 17 516 mostů [31]	41

Obrázek 43: Koroze mostního odvodňovače	42
Obrázek 44: Inkrustace ve spáře mezi nosníky	42
Obrázek 45: Místo průsaků koroze v okolí odvodňovacího otvoru nosníku [26]	42
Obrázek 46: Obnažená a zcela zkorodovaná chránička předpínací výztuže [16].....	42
Obrázek 47: Poloha mostu, stav mostu dle portálu BMS [http://bms.clevera.cz/Public]....	46
Obrázek 48: Pohled na mostní objekt	47
Obrázek 49: Poškození okraje nosníku od průjezdu nadměrného vozidla	48
Obrázek 50: Detail podélné spáry, nízká kvalita betonu, šterková hnízda	48
Obrázek 51: Navrtání odtokových kanálků nosníků.....	48
Obrázek 52: Pohled na spodní líc NK	48
Obrázek 53: Koroze smykové výztuže nosníku, ložiska, kotevní desky.....	48
Obrázek 54: Detailní pohled koroze kotevní oblasti na čele nosníku.....	48
Obrázek 55: Poloha mostu, stav mostu dle portálu BMS [http://bms.clevera.cz/Public]....	49
Obrázek 56: Pohled na mostní objekt a masivní zatékání přes mostní římsu.....	50
Obrázek 57: Korodující kotevní deska, poškození ztužujícího dřívku.....	50
Obrázek 58: Detail spáry mezi nosníky s výskytem listí a dřeva	50
Obrázek 59: Průsak vody na spodním líci NK, vytékání asfaltové lepenky na opěře mostu	50
Obrázek 60: Ulomená hrana krajního nosníku	50
Obrázek 61: Příčný řez objektu ev. č. 56-011 [35]	56
Obrázek 62: Podélný řez objektu ev. č. 56-011 [35]	56
Obrázek 63: Půdorys mostního objektu [35]	57
Obrázek 64: Rozmístění zatěžovacích pruhů.....	59
Obrázek 65: Hodnoty regulačních součinitelů.....	60
Obrázek 66: Široko-přírubový nosník tvaru T.....	61
Obrázek 67: Široko-přírubový nosník tvaru I.....	61
Obrázek 68: Nosník tvaru obráceného T	61
Obrázek 69: Nosník tvaru I.....	61
Obrázek 70: Schéma ukončení nosníku MK-T [40]	63
Obrázek 71: Úprava vnějšího křídla nosníku MK-T [40].....	63
Obrázek 72: Statické schéma příčného řezu konstrukce z nosníků MK-T	63
Obrázek 73: Příčný řez nosníkového roštu	65
Obrázek 74: Statické schéma příčného řezu konstrukce z nosníků HEB 600	66
Obrázek 75: Statické schéma příčného řezu konstrukce z nosníků HEB 500	66
Obrázek 76: Statické schéma příčného řezu konstrukce z nosníků HEB 450	67
Obrázek 77: Statické schéma příčného řezu deskové konstrukce s náběhy	68
Obrázek 78: Statické schéma příčného řezu obdélníkové deskové konstrukce.....	68
Obrázek 79: Schéma integrovaného mostu	70
Obrázek 80: Schéma tradičního mostu	70
Obrázek 81: Schéma příčného řezu deskové konstrukce s tuhou výztuží (zabetonované nosníky)	70

SEZNAM TABULEK

Tabulka 1: Doporučené rozměry roštových konstrukcí.....	65
Tabulka 2: Doporučené tloušťky desky roštových konstrukcí	65

SEZNAM PŘÍLOH

PŘÍLOHA 1	Studie porovnání výpočtu návrhových hodnot ohybových momentů
PŘÍLOHA 2	Statické výpočty únosnosti mostních konstrukcí
PŘÍLOHA 3	Výkresová dokumentace
	1. Podélný, příčný řez mostu (nosníky MK-T)
	2. Podélný, příčný řez mostu (nosníky HEB 600)
	3. Podélný, příčný řez mostu (nosníky HEB 500)
	4. Podélný, příčný řez mostu (nosníky HEB 450)
	5. Podélný, příčný řez mostu (deska)
	6. Podélný, příčný řez mostu (deska s náběhy)
	7. Půdorys mostního objektu